



**Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen
in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund**

Abschlußbericht

vorgelegt von

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

Dr.-Ing. M. Teutsch

Dipl.-Ing. K.-U. Voß

Braunschweig im März 1990

Das Forschungsvorhaben wurde aus Mitteln des
Deutschen Ausschuß für Stahlbeton gefördert (Aktenzeichen V252)



VR

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Ziel und Umfang der eigenen Versuche	3
2. Versuchsbalken	5
2.1 Abmessungen und Bewehrungsanordnung	5
2.2 Materialkennwerte	10
2.2.1 Beton	10
2.2.2 Beton- und Spannstähle	12
2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	12
2.4 Vorspannen	13
3 Versuchseinrichtung	14
3.1 Meßstellenanordnung	14
3.2 Belastungseinrichtung	15
4. Versuchsdurchführung	16
4.1 Allgemeines	16
4.2 Versuchsbalken SOV-1	17
4.3 Versuchsbalken SOV-2	19
4.4 Versuchsbalken SOV-3	22
4.5 Versuchsbalken SOV-4	23
4.6 Versuchsbalken SOV-5	25
5. Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse	27
5.1 Allgemeines	27
5.2 Balkendurchbiegungen und Fugenspaltbreiten	27
5.3 Rißentwicklung	28
5.4 Stahldehnungen	29
5.4.1 Spannstahldehnungen	29
5.4.2 Dehnungen der Betonstahllängsbewehrung	31
5.4.3 Bügeldehnungen	31
5.5 Betonverformungen	32

6. Analyse des Tragverhaltens	34
6.1 Biegetragverhalten	34
6.1.1 Allgemeines	34
6.1.2 Gebrauchszustand	35
6.1.3 Bruchzustand	40
6.2 Schubtragverhalten	44
6.2.1 Allgemeines	44
6.2.2 Bau- und Gebrauchszustand	46
6.2.3 Bruchzustand	49
6.2.4 Entwicklung von Tragmodellen	55
6.3 Torsionstragverhalten	56
7. Zusammenfassung	58
7.1 Biegetragverhalten	58
7.2 Schubtragverhalten	59
8. Literaturverzeichnis	60

Anhang: 43 Anlagen

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Die erhöhten Anforderungen an Dauerhaftigkeit und Wartungsfreundlichkeit der Bauwerke, verbunden mit dem Bemühen um eine Rationalisierung des Baustellenbetriebes, haben im Spannbetonbau das Interesse an der vorwiegend im Brückenbau eingesetzten Segmentbauweise verstärkt. Hierbei werden einzelne, werkmäßig vorgefertigte Bauteilabschnitte (Segmente) mittels Spanngliedern in Haupttragrichtung zu einem Gesamttragwerk zusammengespant. Die Segmente werden üblicherweise aus Normalbeton hergestellt und sind mit Betonstahl bewehrt. Für das Zusammenspannen in Längsrichtung wird in der Regel Vorspannung mit nachträglichem Verbund angewandt, wobei eine die Fugen kreuzende Betonstahlbewehrung nicht vorgesehen ist.

In den letzten 10 - 15 Jahren wurden weltweit etwa 90 Brückenbauwerke in Segmentbauart errichtet, vornehmlich in Frankreich und den USA. In der Bundesrepublik Deutschland sind bislang nur drei Segmentbrücken zur Ausführung gekommen. Als Beispiel für die Anwendung der Segmentbauweise im Hoch- und Industriebau sei hier die Entwicklung einer Turmbauart für Fernmelde- und Leuchttürme erwähnt, bei der werkmäßig vorgefertigte Stahlbetonringe übereinandergesetzt und mit Spanngliedern zusammengespant werden.

Die Vorteile der Segmentbauart liegen im Rationalisierungseffekt, bedingt durch die Herstellung einer größeren Anzahl gleicher, zumindest ähnlicher Elemente. Das Einsatzgebiet dieser Bauweise sind daher vor allem Brücken über mehrere Felder mit gleicher Bauhöhe und/oder Stützweite. Durch den stationären Betrieb ergeben sich Einsparungen an Schalungsmaterial und Lohnkosten, Witterungsunabhängigkeit und Serienfertigung. Die Montage der Segmente ist unabhängig vom Zeitpunkt ihrer Fertigung; die Sichtflächen fallen durch Wahl hochwertiger Schalungen bei der Serienfertigung sauber aus. Die Verformungen und Verluste an Vorspannkraft durch Kriechen und Schwinden werden kleiner, da die Fertigteile erst im vergleichsweise höheren Betonalter zusammengespant werden.

Diesen Vorteilen stehen aber auch Nachteile gegenüber:

- Die Bemessung und bauliche Ausbildung der Segmentfugen erfordert besondere Überlegungen hinsichtlich der Fugenflächen und -füllstoffe sowie der Fugentragfähigkeit. Für Vorspannung mit nachträglichem Verbund regelt DIN 4227 Teil 3 die Ausführung der Segmentfugen.
- Da die Segmentfugen nicht von Betonstahlbewehrung durchsetzt sind, müssen zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten nach Überschreitung des Dekompressionsmoments die Verbundeigenschaften der zugrannnahen Spannglieder aktiviert werden, um die aus einer Fugenöffnung resultierende erhöhte Korrosionsgefahr der Spannglieder auf ein zulässiges Maß zu begrenzen.

- Die Spannkäle müssen mit besonderer Sorgfalt innerhalb der Segmente verlegt und abgedichtet werden, um das Eindringen von Beton in die Hüllrohre zu verhindern. In den Fugen muß eine hohe Paßgenauigkeit der Spanngliedlage und Segmentstirnflächen gefordert werden, damit es beim Injizieren der Hüllrohre nicht zu "Verstopfen" kommt.

Die Anwendung der Vorspannung ohne Verbund vermeidet einige der genannten Probleme. Sie ermöglicht die Spanngliedführung sowohl innerhalb als auch außerhalb des eigentlichen Betonquerschnitts. Die letztgenannte, als externe Vorspannung bezeichnete Bauweise ist wegen verschiedener Vorteile für den Segmentbrückenbau von besonderem Interesse:

- Bewehrung und Betonage der Segmente werden vereinfacht, da das Verlegen und genaue Einmessen der Hüllrohre entfällt.
- Die Stegdicke des üblicherweise als Hohlkasten ausgebildeten Überbaus kann reduziert werden.
- Bei geradliniger Spanngliedführung treten geringere Reibungsverluste beim Vorspannen auf.
- Die Spannungsamplituden in den Spanngliedern unter Verkehrslast bleiben gering.
- Ist aus Gründen des Korrosionsschutzes ein nachträgliches Verpressen der externen Spannglieder erforderlich, so kann der Verpreßerfolg wegen der guten Zugänglichkeit der Spannglieder mit einfachen Mitteln kontrolliert werden. Verstopfer durch in die Hüllrohre eingedrungenen Beton sind nicht zu befürchten. Dennoch auftretende Verpreßmängel sind mit einfachen Mitteln zu beheben.
- Der Spanngliedzustand bleibt auch im Betriebszustand überprüfbar. Ein Nachspannen oder gar Auswechseln einzelner Spannglieder ist möglich, wenn bereits beim Entwurf geeignete konstruktive Vorkehrungen getroffen worden sind.

Allerdings handelt man sich mit dieser Vorspannart auch Nachteile ein. Außerhalb des Betonquerschnitts liegende Spannglieder müssen geradlinig geführt werden und können lediglich an Umlenkstützen abgewinkelt werden. Eine Anpassung an den Beanspruchungszustand ist daher nicht in gleicher Weise möglich wie bei innenliegenden Spanngliedern. Im allgemeinen wird der Spann Stahl bei Vorspannung ohne Verbund im Bruchzustand nicht bis zur Streckgrenze beansprucht, so daß sich unter Umständen ein erhöhter Spann Stahlbedarf ergeben kann. Wegen des Fehlens einer die Fuge kreuzenden Bewehrung im Verbund ist die Kontrolle der Fugenspaltbreiten nach Überschreitung des Dekompressionsmoments in Frage gestellt. Verschiedene Forscher schlagen daher eine zusätzliche, die Fugen durchdringende Beton Stahlbewehrung im Verbund vor, die in vorbereitete Hüllrohre oder Aussparungen gelegt und nachträglich vergossen wird. Auf die Auswirkungen einer derartigen Zusatzbewehrung wird in Kapitel 6 näher eingegangen. Da der Korrosionsschutz der Spannbewehrung durch die Betonumhüllung entfällt, sind diesbezüglich besondere Überlegungen anzustellen. Werksmäßig dauerkorrosionsgeschützte Spannglieder in hochfesten Kunststoffhüllrohren oder Glasfaserverbundwerkstoffe mit hohen Zugfestigkeiten bieten sich hier als Lösung an. Die Einleitungs- und Umlenkpunkte der Spannkkräfte müssen insbesondere bei Glasfaserspanngliedern sorgfältig konstruiert und bemessen werden, da hier Spannungskonzentrationen auftreten.

Im Ausland ist die Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund in den letzten Jahren soweit entwickelt worden, daß sie bei ersten Brückenüberbauten angewandt wurde /6/, /7/, /8/. Erfahrungen an diesen bestehenden Bauwerken zeigen jedoch, daß auch bei übervoller Vorspannung die völlige Rissefreiheit der Konstruktion nicht immer gewährleistet werden kann. Eine Aussage zur Dauerhaftigkeit dieser Bauwerke erfordert daher eine eingehende Untersuchung über die Rißbildung und -entwicklung.

Daneben sind für die wirtschaftliche Bemessung Grundlagenversuche zur Quantifizierung des Trag- und Verformungsverhaltens dieser Bauteile wenigstens stichprobenartig durchzuführen. Unterschiede zu monolithischen Bauteilen sowie mögliche Lücken im Sicherheitskonzept können anhand solcher Versuche aufgezeigt und entsprechende Bemessungsregeln abgeleitet werden.

Regeln für die Bemessung der Fugen bei Segmentbauwerken mit nachträglichem Verbund werden in der als Vornorm eingeführten DIN 4227 Teil 3 /2/ angegeben. Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund werden in Teil 6 der DIN 4227 /3/ behandelt. Die Überführung dieser Vornormen in eine Norm wird zur Zeit in den entsprechenden Arbeitsausschüssen vorbereitet. Die Segmentbauweise mit Vorspannung ohne Verbund ist in den deutschen Regelwerken bisher noch nicht enthalten.

Die für die Entwicklung eines Bemessungskonzeptes erforderlichen experimentellen Untersuchungen müssen sowohl die Rißentwicklung im Gebrauchslastbereich, als auch das Studium des Trag- und Verformungsverhaltens bis zum Versagenszustand umfassen; hierbei ist vor allem von Interesse, inwieweit bei der Segmentbauweise mit Vorspannung ohne Verbund - bedingt durch die fehlende Verbundbewehrung im Fugenbereich - ein von der Vorspannung mit Verbund abweichendes Tragverhalten zu erwarten ist.

1.2 Ziel und Umfang der eigenen Versuche.

Zur Klärung der oben angesprochenen Fragen wurden im Rahmen dieses Forschungsprojekts *experimentelle Untersuchungen an fünf Balken durchgeführt*. Die Versuchskörper waren so ausgelegt, daß neben den Untersuchungen im Gebrauchslastbereich auch die Bruchtragfähigkeit überprüft werden konnte.

Die Ergebnisse der ersten beiden Versuche, die aus Mitteln des Niedersächsischen Zahlenlottos gefördert wurden, sind bereits in /9/ dokumentiert. Dennoch werden im vorliegenden Bericht alle fünf Versuche nochmals im Zusammenhang dargestellt und interpretiert. Zusätzlich werden die Ergebnisse aus /9/ und inzwischen veröffentlichte, neuere Forschungsarbeiten der TU Berlin /10/, aus Frankreich /11/ und den USA /12/ berücksichtigt.

Im Bereich der erhöhten Gebrauchslast sollte vor allem das Biegerißverhalten studiert werden. Aufgrund der Untersuchungen an Segmentbauteilen mit nachträglichem Verbund war zu erwarten, daß sich die Biegerisse auf die nicht mit Betonstahlbewehrung durchsetzten Segmentfugen konzentrieren. Unter

Verwendung der Versuchsergebnisse sollten Empfehlungen erarbeitet werden, mit denen der Nachweis der Gebrauchsfähigkeit für Segmentbauteile mit Vorspannung ohne Verbund geführt werden kann.

Im Versagensbereich war sowohl das Biege- als auch das Schubtragverhalten Ziel der Untersuchungen. Bedingt durch den fehlenden Verbund kann die Biegetragfähigkeit nicht anhand einer einzelnen Querschnittsanalyse bestimmt werden. Da die Vorspannkraft lediglich über Ankerkräfte und Umlenkpressungen in das Tragwerk eingeleitet wird, ist die Größe der Spanngliedkraft im Bruchzustand durch eine Integration der Betonverformungen entlang der Spanngliedachse zu ermitteln. Eine genaue Berechnung der Betonverformungen erfordert einen hohen Rechenaufwand. Für monolithische Bauwerke sind daher neben strengen Lösungen eine Reihe von Näherungsverfahren zur Bestimmung der Spannkraftzunahme entwickelt worden /13/, /14/. Anhand der Versuchsergebnisse sollte überprüft werden, ob diese Näherungsverfahren auch für die Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund anwendbar sind, oder ob Korrekturen dieser Ansätze notwendig werden.

Weiterhin sollte auch geklärt werden, inwieweit sich das Schubtragverhalten von Segmentbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund von solchen mit Verbund unterscheidet. Jungwirth beschreibt in /15/ bei fehlender fugenübergreifender, in Verbund liegender Längsbewehrung das Schubtragverhalten durch ein Bogenzugbandmodell. Eigene Untersuchungen /16/ an monolithischen Versuchsbalken zeigten jedoch, daß auch bei Vorspannung ohne Verbund das Schubtragverhalten durch ein Fachwerkmodell beschrieben werden kann. Die Versuche sollten Aussagen darüber liefern, unter welchen Bedingungen diese Modellvorstellung auf die Segmentbauweise ohne Verbund übertragbar ist. Von Interesse ist insbesondere die Schubübertragung im Bereich der Innenstützen von Durchlaufträgern. Hier treffen hohe Querkräfte mit großen Biegemomenten an einer unter Umständen geöffneten Segmentfuge zusammen. Zur Beurteilung des Einflusses von Fugen auf die Tragfähigkeit von schrägen Druckstreben kann dabei auf die Untersuchungen in /10/, /17/ und /18/ zurückgegriffen werden.

Für die angestrebten Aussagen zum Trag- und Verformungsverhalten von Segmentbauteilen ohne Verbund ist es nicht von Bedeutung, ob die Spannglieder innerhalb oder außerhalb des Betonquerschnitts verlaufen. Bei den hier durchgeführten Versuchen lagen die Spannglieder stets innerhalb des Betonquerschnitts.

Die Verfasser danken den fördernden Institutionen für die Unterstützung dieses Forschungsvorhabens und den Mitgliedern der Beratergruppe, den Herren

Prof. Dr.-Ing. H. Kupfer

Ltd. BD. H. Pfohl

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. h.c. H. Trost

BD. Dr.-Ing. E. Wölfel

für die Betreuung des Vorhabens und viele wertvolle Hinweise bei der Gestaltung des Schlußberichts.

2. Versuchsbalken

2.1 Abmessungen und Bewehrungsanordnung

Die Bilder 2.1 und 2.2 zeigen eine Übersicht der fünf geprüften Balken mit Systemabmessungen und Bewehrungsanordnung. Neben vier Einfeldträgern wurde auch ein Zweifeldträger untersucht. Die Schubbewehrungsgrade der Balken wurden bereichsweise variiert mit dem Ziel, mindestens zwei getrennt liegende Bruchzonen zu erhalten. Dazu erfolgte eine Untersuchung in mehreren Laststellungen. Im Auflagerbereich erhielten die schmalen Stege eine Verstärkung, um einen vorzeitigen Bruch der Krafteinleitungszonen zu verhindern. Die Stützweite der Einfeldträger betrug 6,0 m, so daß sich bei einer Querschnittshöhe von 74 cm das Verhältnis $l/d = 8,1$ ergab. Das Verhältnis von Segmentlänge zu -höhe entsprach mit $75/74 \approx 1$ den praktischen Verhältnissen im Brückenbau. Demgegenüber wies der Zweifeldträger eine Schlankheit $l/d = 4,9$ auf. Die Betonstahlbewehrung der Segmente zeigt Bild 2.3.

Anzahl und Lage der bei allen Versuchen innerhalb des Betonquerschnitts geführten Spannglieder ist in Bild 2.1 angegeben. Bei den Versuchen SOV-1 bis SOV-3 wurden Stabspannglieder der Firma Dyckerhoff & Widmann AG eingesetzt, die verbundlos in Hüllrohren geführt waren. Diese Spannglieder sind nicht typisch für die Vorspannung ohne Verbund, da sie keinen für baupraktische Zwecke notwendigen Korrosionsschutz besitzen. Dieser war jedoch für die Versuchsdurchführung nicht erforderlich. Reibungsverluste waren bei den relativ kurzen Spanngliedlängen und der gewählten geradlinigen Spanngliedführung nicht zu erwarten. Dennoch wurden einzelne Spannglieder mit mehreren Dehnmeßstreifen beklebt, um Informationen über den Dehnungsverlauf in Längsrichtung zu erhalten.

Bei den Versuchen SOV-4 und SOV-5 kamen die für verbundlos vorgespannte Flachdecken entwickelten Monolitzen der Firma SUSPA zum Einsatz. Diese Litzen liegen in Kunststoffhüllrohren, die mit einem Korrosionsschutzfett gefüllt sind. Die Vorspannkräfte der Litzenspannglieder wurden beim Vorspannen und während der Versuchsdurchführung mittels Kraftmeßdosen, die auf der Festankerseite zwischen Beton und Verankerung aufgesetzt waren, kontrolliert.

Die Segmentfugen erhielten eine Feinprofilierung von 1,0 cm Höhe im Steg (Bild 2.3). Diese Ausbildung der Fugen hatte sich bei Versuchen an Segmentbauteilen mit im Verbund liegender Spannbewehrung im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit als zweckmäßig erwiesen /18/.

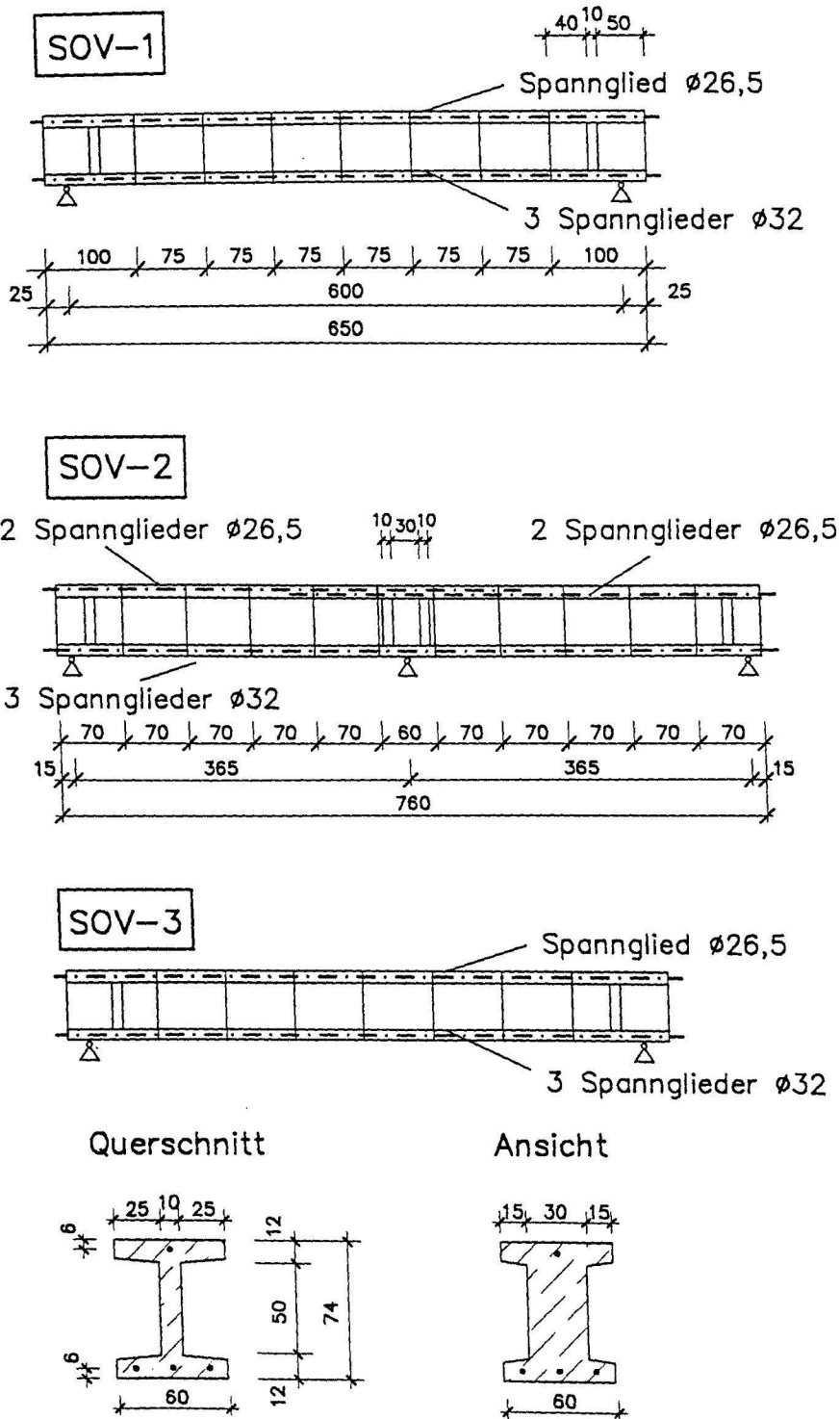


Bild 2.1 a): Abmessungen und Spannbewehrung der Versuchsbalken SOV-1 bis SOV-3

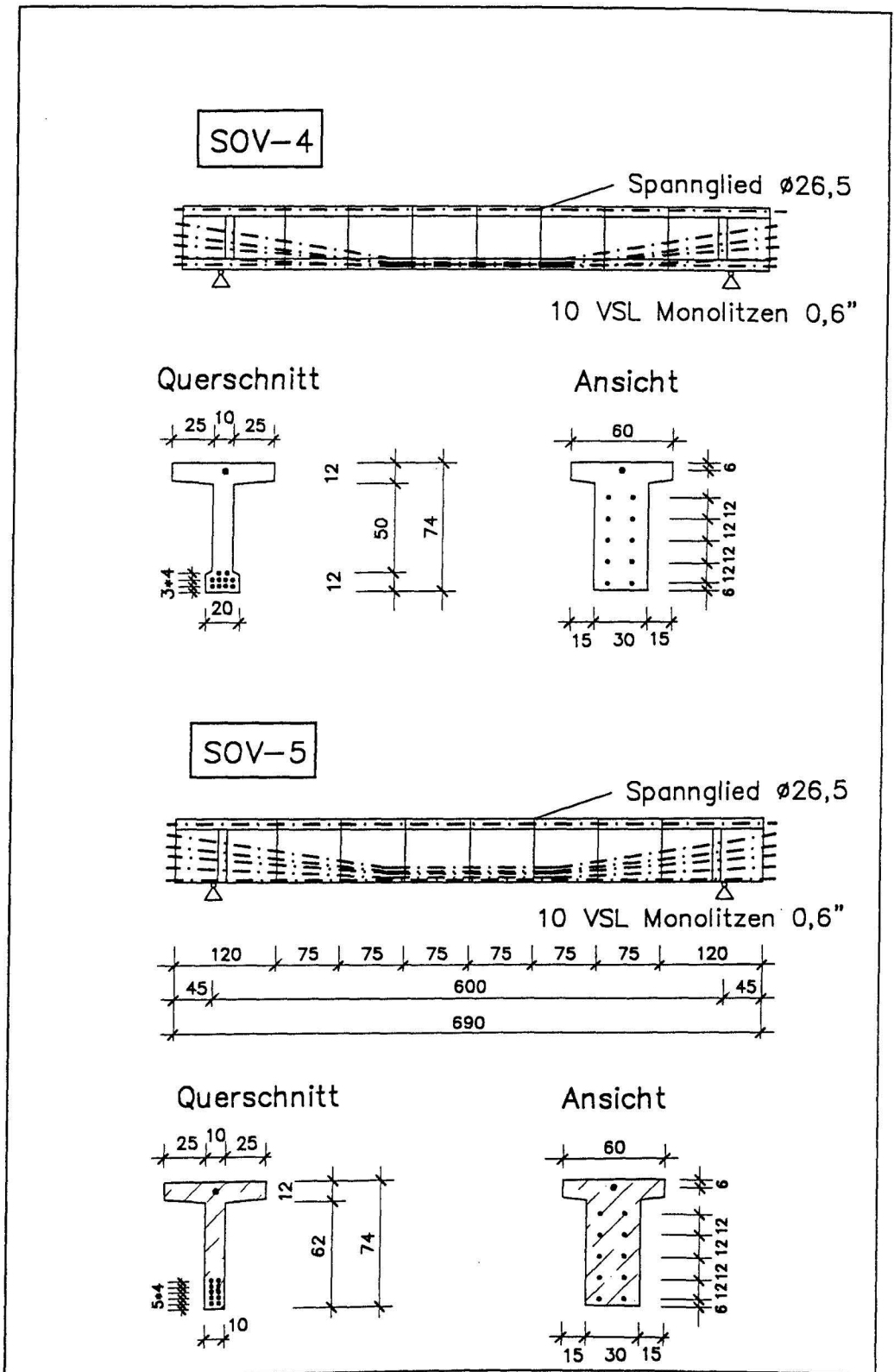
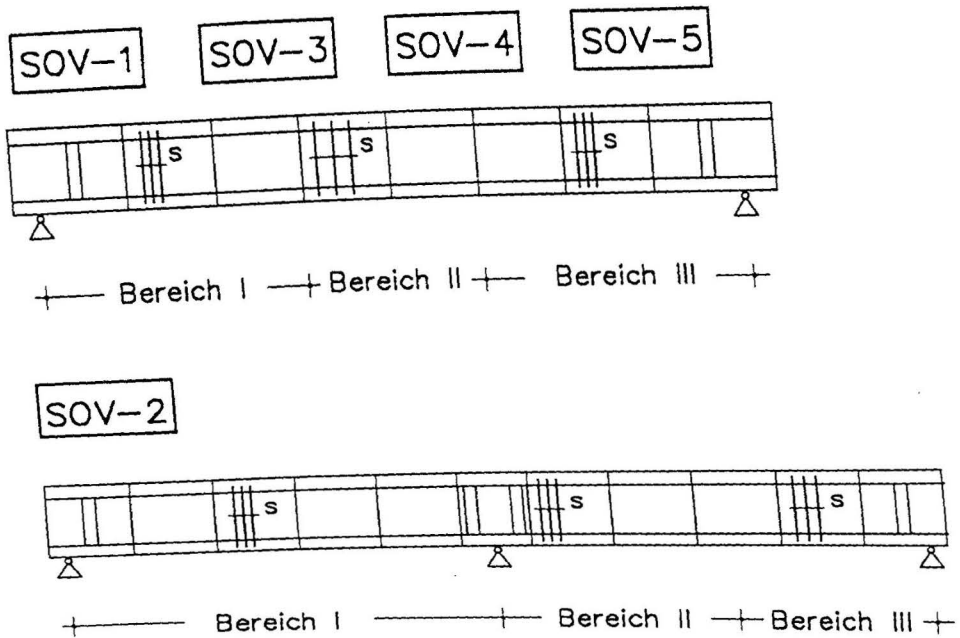


Bild 2.1 b): Abmessungen und Spannbewehrung der Versuchsbalken SOV-4 und SOV-5

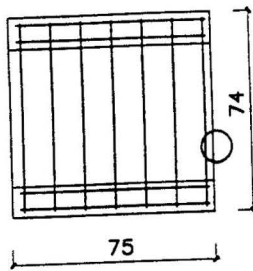


Versuch	Bügelanordnung					
	Bereich I		Bereich II		Bereich III	
		a_s [cm ² /m]		a_s [cm ² /m]		a_s [cm ² /m]
SOV-1	ø10 s=7,5	20,93	ø6 s=15	3,77	ø12 s=7,5	30,13
SOV-2	ø10 s=7,5	20,93	ø8 s=7,5	13,41	ø6 s=10	5,65
SOV-3	ø8 s=5	20,12	ø6 s=10	5,65	ø10 s=10	15,71
SOV-4	ø8 s=10	10,05	ø6 s=15	3,77	ø8 s=7,5	13,41
SOV-5	ø6 s=10	5,65	ø6 s=20	2,83	ø6 s=7,5	7,55

Bild 2.2: Anordnung der Schubbewehrung

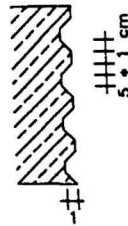
Segment
SOV-1, SOV-3, SOV-4, SOV-5

Längsstahl #6, l=72



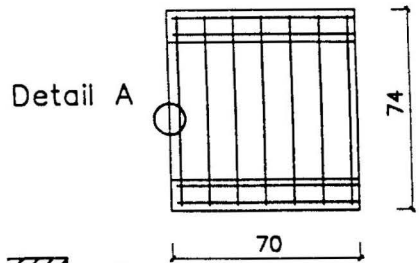
Detail A

Detail A
Fugenprofilierung

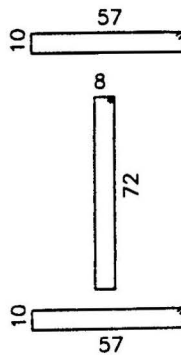
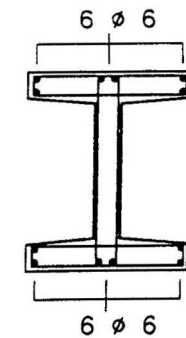


Segment
SOV-2

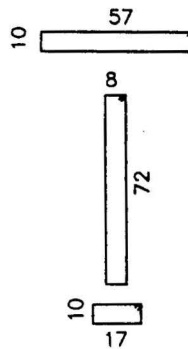
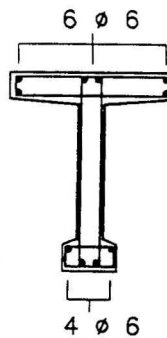
Längsstahl #6, l=68



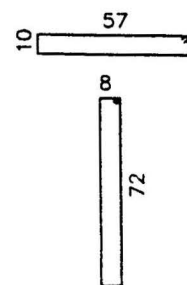
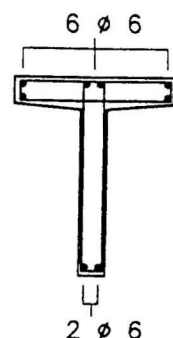
SOV-1, SOV-2, SOV-3



SOV-4



SOV-5



Bereichsweise Staffelung der Schubbewehrung

Bild 2.3: Schal- und Bewehrungsplan der Einzelsegmente

2.2 Materialkennwerte

2.2.1 Beton

Für die Versuchskörper wurde eine Betonfestigkeitsklasse B 45 angestrebt. Der Wasser-Zement-Wert betrug im Mittel 0,64 bei einem mittleren Zementgehalt von 358 kg/m^3 . Als Zement wurde ein güteüberwachter Portland-Zement PZ 35 F verwandt. Da die Versuchskörper eine sehr starke Profilierung mit schmalen Stegen aufwiesen, wurde zur Vermeidung von Betonfehlstellen ein Verflüssiger der Firma Woermann eingesetzt. Die verwendete Menge betrug 1 % des Zementgewichtes. Das Größtkorn der Zuschläge betrug 16 mm, das Ausbreitmaß lag bei 41 cm ohne und bei 50 cm mit Betonverflüssiger. Die genaue Frischbetonzusammensetzung kann der Tabelle 2.1 entnommen werden.

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des Betons wurden während des Betonierens der Versuchsbalken zahlreiche Begleitkörper (Würfel, Spaltzugkörper und Prismen) hergestellt, anhand derer die Betongüte (Lagerung nach DIN 1048) sowie die Festigkeitsentwicklung des Betons der Versuchskörper ermittelt wurden. Die Mittelwerte dieser Untersuchungen aus jeweils 3 Probekörpern sind in Tabelle 2.2 zusammengefaßt. Da das Betonieren in 2 Abschnitten erfolgte, sind die Werte für den 1. und 2. Betonierabschnitt angegeben.

2.2.2 Beton- und Spannstähle

Für die Bügel- und Längsbewehrung der Segmente wurden Betonstähle der Güte BSt 420/500 RK verwendet. Als Spannstahlbewehrung wurden für die Versuchskörper SOV1 bis SOV3 gerippte Dywidag-Spannstäbe aus St 835/1030 mit einem Durchmesser von 32 mm bzw. 26,5 mm eingesetzt, bei den Versuchen SOV4 und SOV5 wurden 0,6" Monolitzen aus St 1570/1770 verwendet. Die an Materialproben gewonnenen Kennwerte der verwendeten Beton- und Spannstähle sind in Tabelle 2.3 zusammengefaßt.

		Anteile je m ³ frisch verdichtetem Beton							
		Zement	Wasser	0/2	2/8	8/16	Σ	w=W/Z	Ausbreitmass in cm
SOV 1	1	354	231	539	891	395	1825	0,65	41,0/51,0
	2	358	228	545	900	399	1844	0,64	41,0/51,0
SOV 2	1	360	233	557	891	409	1857	0,65	41,5/48,0
	2	358	226	554	886	406	1846	0,63	---
SOV 3	1	373	224	547	875	401	1823	0,60	36,0/41,5
	2	372	223	545	871	399	1815	0,60	35,5/39,0
SOV 4	1	356	220	550	880	403	1834	0,62	36,6/40,5
	2	356	220	550	880	403	1834	0,62	36,0/41,0
SOV 5	1	360	223	556	890	408	1855	0,62	37,2/41,5
	2	360	358	556	890	408	1855	0,62	36,5/39,5

Tabelle 2.1: Frischbetoneigenschaften

	Versuchskörper									
	SOV-1		SOV-2		SOV-3		SOV-4		SOV-5	
	1.	2.	1.	2.	1.	2.	1.	2.	1.	2.
Alter der Versuchskörper beim Versuch	28	24	31	26	35	31	27	23	46	42
Würfeldruckfestigkeit β_{w7} [N/mm ²]	32	--	27	--	40	42	42	41	42	40
Würfeldruckfestigkeit β_{w28} [N/mm ²]	46	46	44	45	52	54	55	56	56	56
Würfeldruckfestigkeit β_w [N/mm ²]	46	46	45	44	51	48	51	53	58	58
Prismendruckfestigkeit β_p [N/mm ²]	35	39	37	39	44	41	46	46	50	50
Elastizitätsmodul E_o [N/mm ²]	21500	23150	25750	25150	24800	24000	23300	24100	26100	25700
Spaltzugfestigkeit β_{sz} [N/mm ²]	2,97	2,92	3,62	3,39	3,34	3,33	3,19	2,84	3,40	3,34
Biegezugfestigkeit β_{bz} [N/mm ²]	3,25	3,76	4,39	4,54	4,33	4,11	3,43	3,47	4,68	4,83

Tabelle 2.2: Festbetoneigenschaften

Versuch	Stahl	$\varnothing d_s$ [mm]	A_s [mm ²]	β_s [N/mm ²]	β_z [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]
SOV-1	BSt 420/500	6	28,4	477	572	12,8
		10	77,1	468	524	12,3
		12	112,4	463	544	13,4
	St 835/1030	32	800,5	898	1110	5,6
SOV-2	BSt 420/500	6	29,2	465	544	14,2
		8	50,8	474	547	16,3
		10	76,8	435	508	15,7
		12	112,7	452	528	12,0
		14	152,6	518	577	12,1
	St 835/1030	32	800,5	898	1110	5,6
SOV-3	BSt 420/500	6	29,9	488	565	11,1
8		52,5	468	556	15,4	
SOV-4		10	76,1	519	660	21,3
SOV-5	St 1080/1230	32	800,0	1141	1248	4,0
	St 1570/1770	0,6*	140,0	1570	1770	—

Tabelle 2.3: Festigkeiten der Beton- und Spannstähle

2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Nachdem die Spannstäbe an den vorgesehenen Stellen mit Dehnmeßstreifen versehen worden waren, wurden sie in die über die Segmentfugen durchlaufenden Hüllrohre eingefädelt und durch Schablonen in ihrer endgültigen Lage fixiert. Die Meßkabel der Dehnmeßstreifen wurden durch in Höhe der DMS in die Hüllrohre geschnittene Öffnungen nach außen geleitet; diese Öffnungen wurden anschließend wieder verschlossen, um ein Eindringen des Frischbetons in die Hüllrohre zu verhindern. Dieses Meßverfahren ist im allgemeinen relativ störeffend. Im hier vorliegenden Fall der geradlinigen Spanngliedführung in unverpreßten Hüllrohren waren jedoch nur wenige Ausfälle von Meßstellen zu verzeichnen.

Das Betonieren der Versuchskörper erfolgte in zwei Betonierabschnitten nach dem Kontaktverfahren. Im ersten Abschnitt wurde zunächst nur jedes zweite Segment betoniert, wobei an den Stirnflächen der Segmente eine im Steg profilierte Schalung angebracht war. Im zweiten Betonierabschnitt 4 Tage später wurden nach Entfernen der Stirnschalungen die dazwischenliegenden Segmente hergestellt. Hierbei dienten die Stirnflächen der vorher betonierten Segmente als Schalung für den 2. Betonierabschnitt.

Die Fugen wurden als Trockenfugen ohne Fugenmörtel oder -kleber ausgeführt und entsprechen damit nicht den in DIN 4227 Teil 3 genannten Ausführungsformen für Preß- bzw. Verfüllfugen. Eine in der Segmentfuge wirksame Zugfestigkeit ergab sich allenfalls aus der geringen Haftfestigkeit zwischen erhärtetem und gegenbetoniertem Beton; sie kann praktisch vernachlässigt werden.

Die Verdichtung des eingebrachten Betons B45 erfolgte sowohl mit Innen- als auch Außenrüttlern, um eine einwandfreie Herstellung des schmalen Steges und des unteren Gurtes zu gewährleisten, der wegen der teilweise im Steg geführten Spannbewehrung schwer zugänglich war.

Während der ersten sieben Tage nach Abschluß der Betonierarbeiten lagerten die Balken unter feuchten Tüchern, die restliche Zeit bis zum Versuchsbeginn bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen in der Versuchshalle.

2.4 Vorspannen

Zum gefahrlosen Transport und um ein vorzeitiges Aufreißen der Biegezugzone zu verhindern, wurde zunächst vor dem Umsetzen der Versuchsbalken auf die Auflager der Prüfeinrichtung eine Teilvorspannung aufgebracht. Unter dem Prüfgerüst wurden anschließend die Segmente durch Holzstempel in ihrer Lage fixiert, so daß die Vorspannung vollständig abgelassen werden konnte. Für diesen praktisch spannungsfreien Zustand erfolgte die Nullmessung, auf die sich alle folgenden Messungen beziehen. Während des schrittweisen Vorspannens wurden die Kräfte an den Spannpressen gemessen und die gleichmäßige Verteilung der Vorspannkraft in den Einzelspanngliedern anhand der gemessenen Spannstahldehnungen überprüft. Bei den Litzenspanngliedern ergab ein Vergleich der an der Spannpresse aufgetragenen Kraft mit der auf der Festankersseite gemessenen Kraft, daß bei den vorliegenden Umlenkwinkeln praktisch keinerlei Reibungsverluste auftraten.

Nach DIN 4227 Teil 6, Abs. 9.1 sind für den Nachweis der Stahlspannungen im Gebrauchszustand bei im Innern des Betonquerschnitts liegenden Spanngliedern ohne Verbund folgende Grenzen vorgegeben:

-vorübergehend beim Spannen	$0,85 \beta_s$ bzw. $0,75 \beta_z$
-im Gebrauchszustand	$0,80 \beta_s$ bzw. $0,70 \beta_z$

Demgegenüber gelten für außenliegende Spannglieder ohne Verbund die Werte der Tabelle 9 aus DIN 4227 Teil 1:

-vorübergehend beim Spannen	$0,80 \beta_s$ bzw. $0,65 \beta_z$
-im Gebrauchszustand	$0,75 \beta_s$ bzw. $0,55 \beta_z$

Im vorliegenden Fall gelten die Grenzwerte für innenliegende Spannglieder, die in Tabelle 2.4 für die verwendeten Spannstahlsorten zusammen mit den tatsächlichen Anfangsvorspannungen aufgeführt sind.

Einheit N/mm^2	$0,80\beta_s$	$0,70\beta_z$	SOV-1	SOV-2	SOV-3	SOV-4	SOV-5
St 835/1030	688	721	502	302	594	---	---
St1570/1770	1256	1239	---	---	---	916	670

Tabelle 2.4: Zulässige und tatsächliche Spannstahlspannungen

Die zu Versuchsbeginn aufgebrauchten Spanngliedspannungen lagen deutlich unter den zulässigen Werten, um ein vorzeitiges Aufgehen der Segmentfugen in der planmäßigen Betondruckzone zu vermeiden. Teilweise wurde die Vorspannung während der Versuchsdurchführung durch Nachspannen erhöht, um einen vorzeitigen Biegebruch zu verhindern. Bei den Einfeldträgern wirkte die Montagevorspannung in der Biegedruckzone dem vorzeitigen Aufreißen der Betondruckzone entgegen.

3 Versuchseinrichtung

3.1 Meßstellenanordnung

Die Anordnung der Meßstellen wird im Anhang in den Bildern A 3.1 bis A 3.7 für die Versuchskörper wiedergegeben. Im einzelnen wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Alle Balken waren mit Dehnmeßstellen an den Bügeln versehen. An einzelnen ausgewählten Bügeln waren jeweils 3 Meßstellen auf den Bügelschenkeln angeordnet. Die genaue Lage der Bügelmeßstellen kann den Bildern A3.1 bis A3.5 des Anhangs entnommen werden.
- Auch die Dehnungen des Spannstahls sowie der Betonstahl-Längsbewehrung wurden mit Dehnmeßstreifen in verschiedenen Querschnitten gemessen. Die Litzenspannkräfte wurden direkt mit Kraftmeßdosen an der Festankerseite bestimmt.
- Zur Messung der Stauchungen in der Druckzone waren rechts und links neben den Einzellasten Meßstrecken für Setzdehnungsmesser angeordnet. Bei den Versuchen SOV-3 bis SOV-5 wurden die

Betonstauchungen zusätzlich mit an der Oberseite des Druckflansches aufgeklebten DMS gemessen.

- Die Messung der Betonverformungen im Steg erfolgte durch Setzdehnungsmesser mit einer Meßbasis von 100 mm. In verschiedenen Meßquerschnitten wurden vor dem Vorspannen Meßrosetten angebracht, an denen Dehnungen in 3 Richtungen (0°, 45°, und 90°) gemessen werden konnten. Mit Hilfe dieser Meßrosetten war eine Bestimmung der Größe und Richtung der Hauptdehnungen im Zustand I möglich. Nach Ausbildung eines ausgeprägten Schubrißbildes wurden weitere Setzdehnungsmeßstellen angeordnet, um die Verformungen der Betondruckstreben zu erfassen. Die Lage aller Setzdehnungsmeßstellen ist in Anlage A3.6 aufgeführt.
- Die Rißbildung wurde laststufenweise durch Markierungen am Balken gekennzeichnet, so daß das zu einer Laststufe gehörige Rißbild nachgezeichnet werden konnte. Die Rißbreiten wurden in ausgewählten Laststufen entlang mehrerer Meßlinien gemessen. Das Messen der Rißbreiten erfolgte unter Verwendung einer Videokamera, mit der die Rißbreiten an den vorher festgelegten Meßpunkten aufgezeichnet und später mittels eines geeichten Maßstabes am Bildschirm ausgewertet werden konnten.
- Die Balkendurchbiegungen wurden mittels induktiver Weggeber an den in Anlage A3.7 angegebenen Stellen ermittelt.

Sämtliche elektronische Messungen wurden mit einer Vielstellenmeßanlage UPH 3200 vom Typ Hottinger durchgeführt, mit dem "Graphischen System Tektronix 4051" abgespeichert und mit Hilfe eines Personalcomputers ausgewertet.

3.2 Belastungseinrichtung

Das statische System sowie die Belastungsanordnungen der Versuchsbalken werden bei den jeweiligen Versuchsbeschreibungen in Kapitel 4 angegeben. Zur Aufbringung der Versuchslasten wurden 1000 KN bzw. 500 KN-Amsler-Pressen benutzt. Die Größe der aufgebrachten Kräfte wurde mittels einer Kraftmeßdose und eines Öldruckgebers kontrolliert. Bei dem Versuchsbalken SOV-2, der als Zweifeldträger ausgebildet war, wurden zusätzlich die Lagerkräfte an den Endauflagern mittels Kraftmeßdosen gemessen.

4. Versuchsdurchführung

4.1 Allgemeines

Der geplante Versuchsablauf nach dem Vorspannen kann in 5 Phasen zusammengefaßt werden:

1. Stufenweise steigende statische Beanspruchung bis zu einer Last oberhalb der Dekompressionslast
2. ca. 15 Stunden Standzeit unter der Maximallast aus Phase 1
3. ggf. Nachspannen der Spannglieder;
Stufenweise statische Laststeigerung bis zum Stadium des abgeschlossenen Rißbildes bzw. bis zur Ankündigung des Versagens.
4. Änderung der Lastanordnung, statische Laststeigerung bis zum 1. Versagen.
5. Erneute Änderung der Lastanordnung, statische Laststeigerung bis zum 2. Versagen.

Der Übergang von Laststellung 1 zur Laststellung 2 konnte aus versuchstechnischen Gründen nicht wie vorgesehen unter einem der Gebrauchslast entsprechendem Spannungszustand vorgenommen werden. Bei Lastumordnung mußte jeweils eine vollständige Zwischenentlastung durchgeführt werden.

Die wichtigsten Versuchsdaten für die erste Laststellung sind zusammen mit einigen rechnerischen Vergleichswerten in Tabelle 4.1 zusammengestellt. Im Verlauf der weiteren Betrachtung wird darauf noch näher eingegangen.

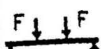
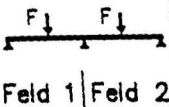
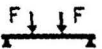
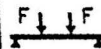
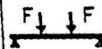
	SOV-1 	SOV-2 		SOV-3 	SOV-4 	SOV-5 
Auftreten der ersten Biegerisse bei F [kN]	375	646	646	450	375	280
Zug- Biegezugrand - spannung in N/mm ²	1,3	0,9	0,9	1,7	0,7	0,8
Biegezugfestigkeit $\beta_{\sigma z}$ der Begleitkörper in N/mm ²	3,5	4,4	4,4	4,2	3,4	4,7
Auftreten der ersten Schubrisse bei F [kN]	300	500	550	300	350	325
Zug- rechn. Hauptzug - spannung in N/mm ²	2,7	2,7	3,0	2,2	2,8	2,9
Spaltzugfestigkeit $\beta_{\sigma z}$ der Begleitkörper in N/mm ²	2,9	3,5	3,5	3,3	3,0	3,4
Mittlere Neigung der Schubrisse	~33°	~34°	~34°	~30°	~26°	~25°
Mittlere Neigung der Hauptspannungen	~28°	~33°	~33°	~24°	~24°	~25°

Tabelle 4.1: Versuchs- und rechnerische Vergleichsdaten der 1. Belastungsphase

4.2 Versuchsbalken SOV-1

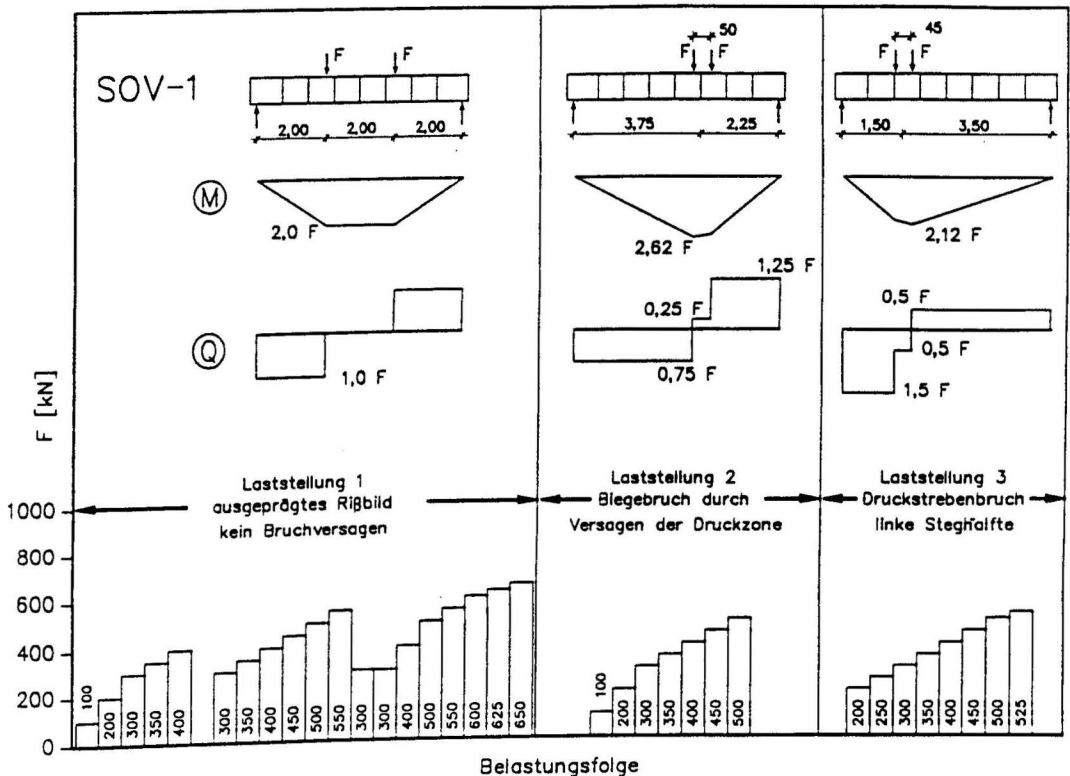
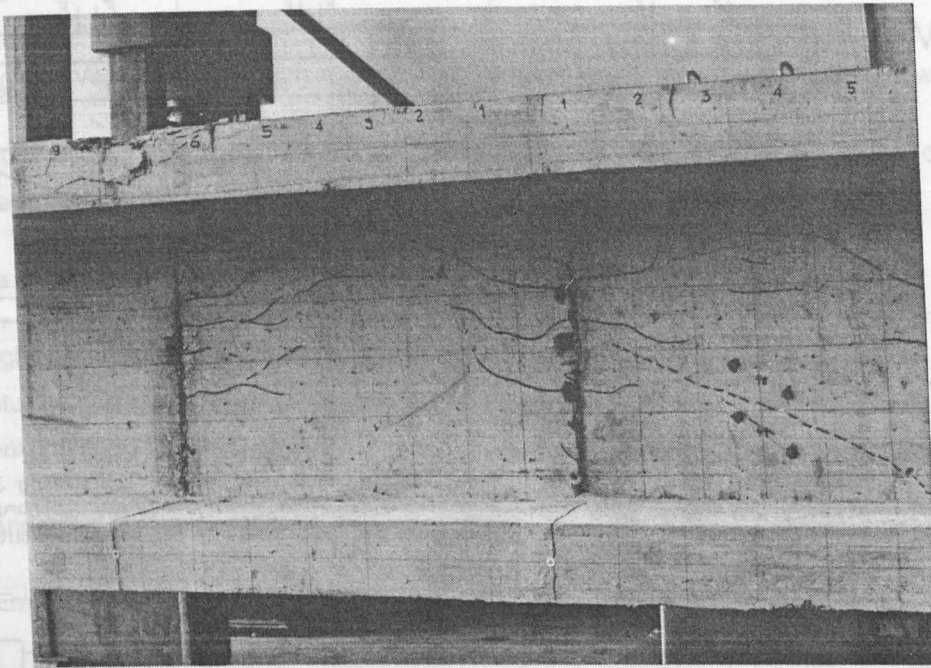


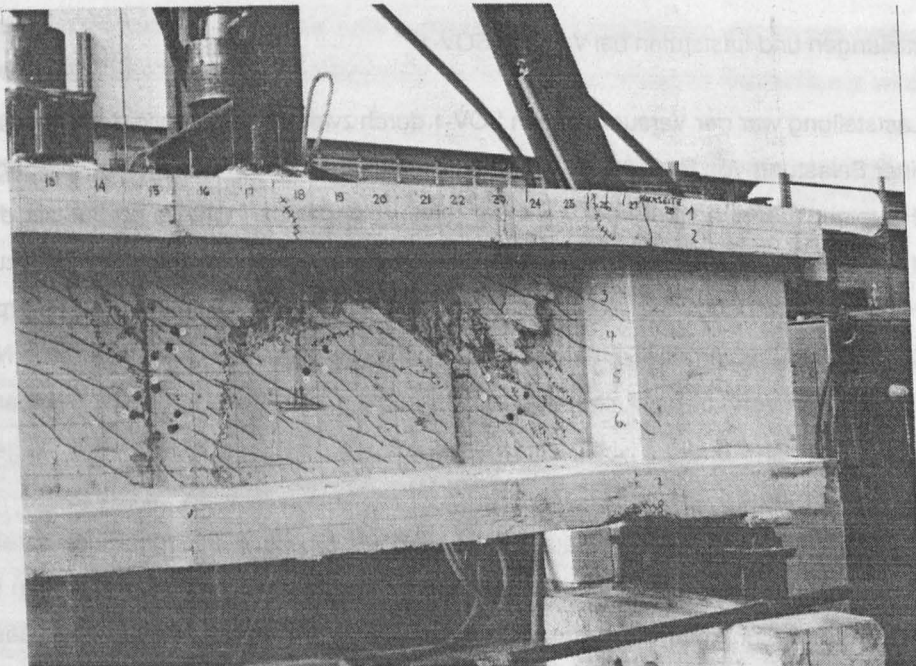
Bild 4.1: Laststellungen und Laststufen bei Versuch SOV-1

In der ersten Laststellung war der Versuchsbalken SOV-1 durch zwei Einzellasten in den Drittelpunkten belastet. Bei einer Belastung von $F = 300 \text{ kN}$ wurden die ersten Schubrisse beobachtet. Die zugehörige rechnerische Hauptzugspannung betrug $2,7 \text{ N/mm}^2$ und ist damit geringfügig größer als die nach DIN 4227 Teil 1 im Gebrauchszustand für beschränkte Vorspannung (zul $\sigma_1 = 2,6 \text{ N/mm}^2$) zulässige rechnerische Hauptzugspannung. Sie entspricht etwa der Spaltzugfestigkeit der Begleitkörper von $2,95 \text{ N/mm}^2$. Die mittlere Neigung der Schubrisse von 33° ist etwas steiler als die rechnerische Neigung der Hauptzugspannungen von 28° bei Auftreten der ersten Schubrisse. Das Öffnen der Segmentfugen im querkräftfreien Bereich erfolgte bei einer Belastung von $F = 375 \text{ kN}$. Die zugehörige Biegezugrandspannung betrug $1,3 \text{ N/mm}^2$.

Vor Beginn der 3. Versuchsphase wurden zusätzliche Setzdehnungsmeßstellen angebracht, deren Lage und Neigung dem jeweiligen Schubrißverlauf angepaßt wurde. Somit konnten zusätzlich zu den bereits vorhandenen Meßwerten (Meßrosetten) die Stauchungen der Betondruckstreben unmittelbar bestimmt werden. Um mit den neuangebrachten Setzdehnungsmeßstellen die gesamten Betonstauchungen infolge der Versuchslast bestimmen zu können, wurden die Balken entlastet und erneuter Nullmessung in wenigen Schritten auf die vorher erreichte Last hochgefahren. Anschließend wurde in der



(Rückseite)



(Rückseite)

Bild 4.2: Versagenszonen des Versuchsbalkens SOV-1

oben: horizontale Reißverteilung in den Segmentfugen, Zerstörung der Druckzone in Laststellung 2

unten: Versagen der Druckstrebe in Laststellung 3

3. Versuchsphase die Belastung weiter stufenweise gesteigert. Nachdem sich die Segmentfugen im max. Momentenbereich annähernd über die gesamte Steghöhe geöffnet hatten, kam es infolge von Querkzugspannungen aus Scheibenwirkung zur Bildung der für die Vorspannung ohne Verbund typischen Rißvergabelungen (Bild 4.2).

Bei einer Last von 650 kN erreichten die Fugenrisse den oberen Flansch und zeigten einen beginnenden Biegebruch an. Deshalb wurde der Versuch abgebrochen, um den Versuchskörper noch für weitere Untersuchungen verwenden zu können.

Die Belastungsanordnung für die Laststellung 2 kann Bild 4.1 entnommen werden. Bei stufenweiser Steigerung der Last trat bei $F = 500 \text{ kN}$ ein Biegebruch ein, der durch das Versagen der Druckzone eingeleitet wurde (Bild 4.2).

Da die linke Balkenhälfte weitgehend unzerstört war, konnte der Versuchsbalken noch weiter untersucht werden. In der 3. Laststellung trat der Bruch durch Überschreitung der Druckfestigkeit in den Stegdruckstreben ein. Das Versagen kündigte sich durch eine Schollenbildung an den Stegaußenflächen an (Bild 4.2). Die Bruchlast betrug $F = 525 \text{ kN}$. Dies entspricht einer Bruchquerkraft von $Q_u = 788 \text{ kN}$.

4.3 Versuchsbalken SOV-2

In der ersten Laststellung (Bild 4.3) wurde der Versuchsbalken SOV-2 mit je einer Einzellast im Abstand 0,45 l vom Endauflager belastet. Die ersten Schubrisse traten bei einer Belastung von $F = 500 \text{ kN}$ auf. Wie beim SOV-1 betrug die zugehörige rechnerische Hauptzugspannung $2,7 \text{ N/mm}^2$ und die Neigung der Risse $\approx 33^\circ$. Der Abstand zur Spaltzugfestigkeit der Begleitkörper von $3,5 \text{ N/mm}^2$ ist jedoch wesentlich größer als beim SOV-1.

Die Segmentfugen im Bereich der maximalen Feldmomente öffneten sich bei einer Belastung von $F = 646 \text{ kN}$. Die zugehörige Biegezugrandspannung betrug $0,9 \text{ N/mm}^2$. Die 3. Belastungsphase wurde nach Laststeigerung bis auf $F = 1000 \text{ kN}$ beendet. Das bis zu diesem Zeitpunkt entstandene Rißbild ist in Anlage A5.7 dargestellt. Im Vergleich zum entsprechenden Rißbild des SOV-1 (Anlage A5.6) fällt auf, daß keine horizontalen Rißvergabelungen im Fugenbereich vorhanden waren. Dies ist auf das Fehlen einer querkraftfreien Zone beim Balken SOV-2 zurückzuführen. Das Rißbild beim SOV-2 wird im wesentlichen durch Stegschubrisse geprägt, deren Verlauf durch die Segmentfugen nicht beeinflusst wurde.

In der 4. Belastungsphase wurden die Lasten derart umgruppiert, daß Feld 2 stärker belastet wurde. Das Versagen trat durch einen Druckstrebenbruch im Bereich zwischen der Mittelstütze und den beiden Einzellasten ein. Der Bruch kündigte sich auch hier durch Schollenbildung an den Stegaußenflächen an (Bild 4.4). Die Bruchlast betrug $F_u = 745 \text{ kN}$; dies entspricht einer rechnerischen Bruchquerkraft von $Q_u = 715 \text{ kN}$.

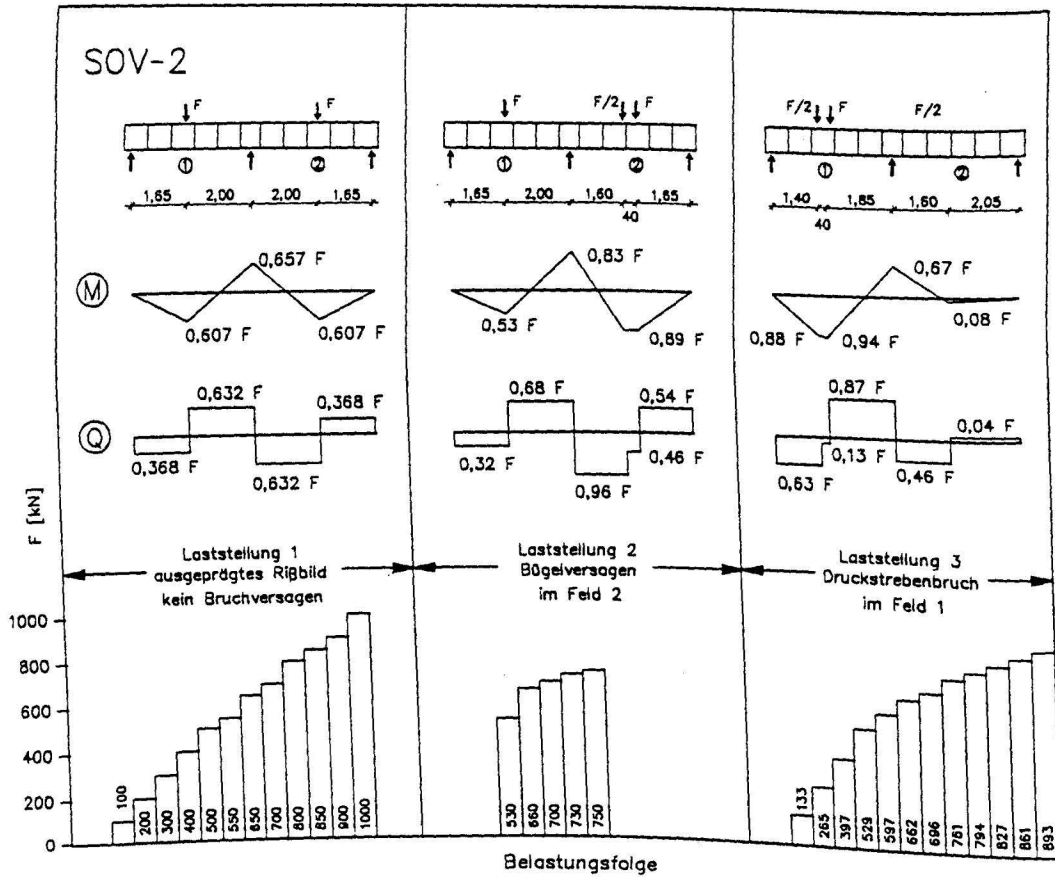
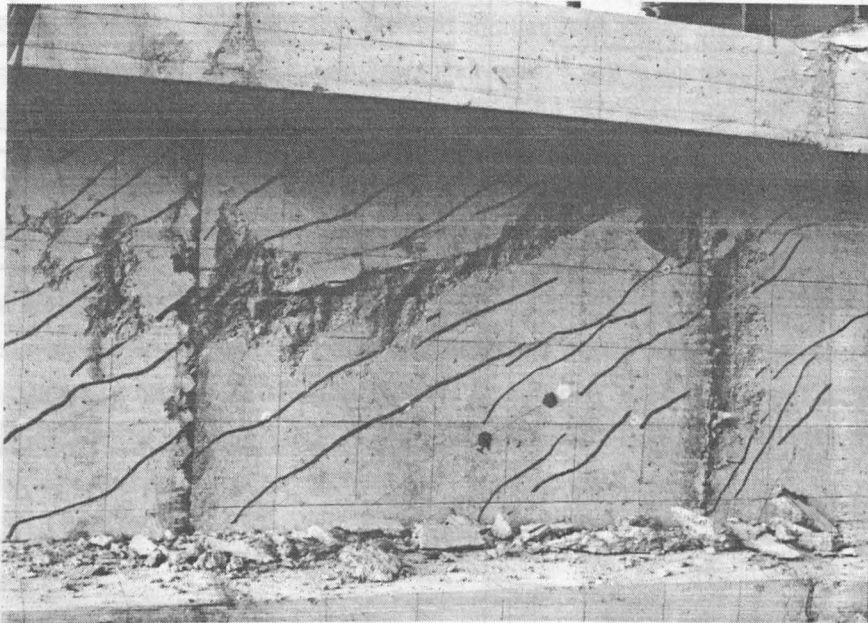
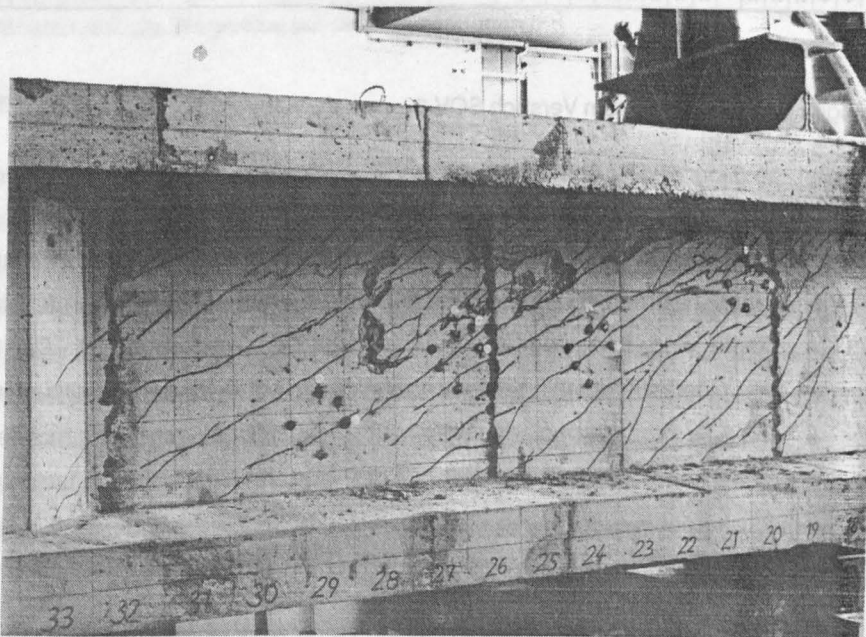


Bild 4.3: Laststellungen und Laststufen zum Versuch SOV-2

Anschließend wurde in der letzten Laststellung Feld 1 stärker belastet, da der Versuchsbalken hier bis auf die Risse aus Laststellung 1 noch weitgehend unbeschädigt war. Wie bei Laststellung 2 trat hier das Versagen durch Überschreitung der Druckfestigkeit in den Stegdruckstreben ein. Das Bruchbild ist ähnlich demjenigen der Laststellung 2 (Bild 4.4). Die Bruchlast betrug $F = 794 \text{ kN}$; die zugehörige rechnerische Bruchquerkraft $Q_u = 777 \text{ kN}$.



(Vorderseite)



(Rückseite)

Bild 4.4: Versagenszonen bei Versuchsbalken SOV-2
oben: Schubversagen in Feld 2, Laststellung 2
unten: Schubversagen in Feld 1, Laststellung 3

4.4 Versuchsbalken SOV-3

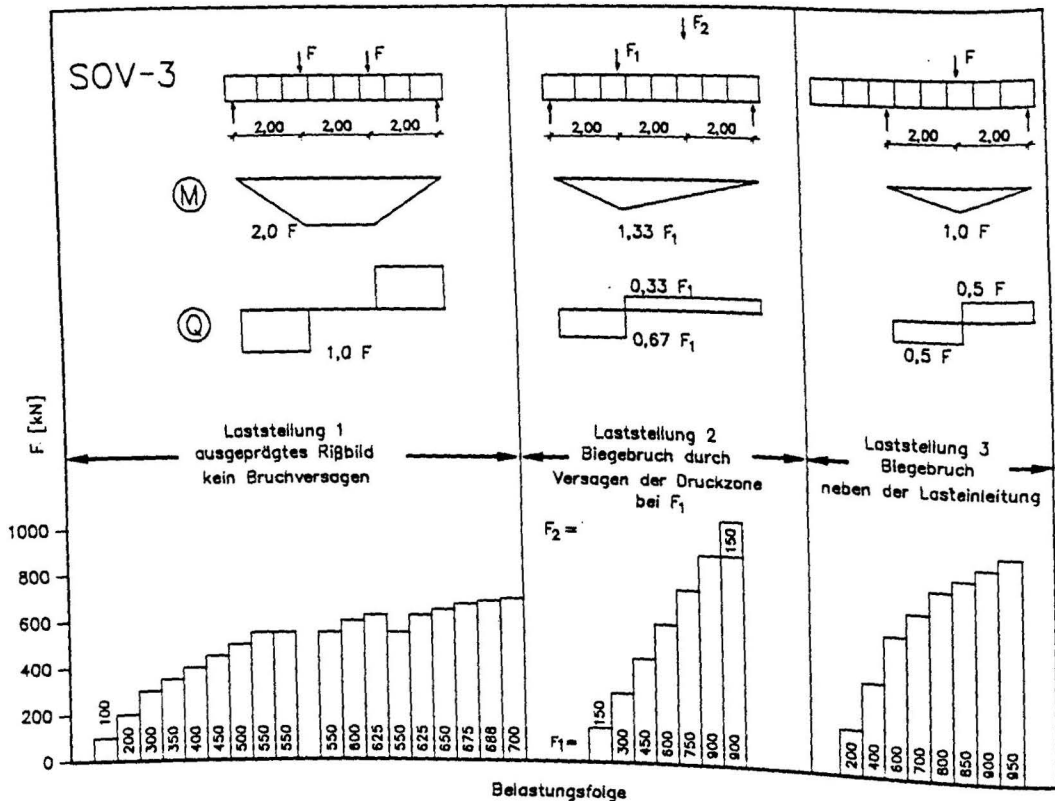


Bild 4.5: Laststellungen und Laststufen zum Versuch SOV-3

Versuchsbalken SOV-3 entsprach in Querschnitt und Spannbewehrung dem Versuch SOV-1, wobei jedoch ein geringerer Schubbewehrungsgrad gewählt wurde und gleichzeitig die Anfangsvorspannung σ_{vo} um ca. 15 % höher war. Nach dem Vorspannen der oberen und unteren Spannglieder mit $N_{vo} = 307 + 1425 \text{ kN}$ erfolgte eine Belastung in den Drittelpunkten wie bei SOV-1. Die ersten Schubrisse wurden bei einer Querkraft von 300 kN beobachtet. Während die mittlere Spaltzugfestigkeit der Begleitkörper $\beta_{sz} = 3,3 \text{ N/mm}^2$ betrug, lag die zur Schubrißlast gehörige rechnerische Hauptzugspannung mit $2,2 \text{ N/mm}^2$ deutlich darunter. Es ist zu vermuten, daß die tatsächlichen Zugfestigkeiten der Versuchskörper in den dünnen Stegen mit starker Bügelbewehrung und im unteren Flansch infolge der schwierigen Betonlage und Verdichtung erhebliche Schwankungen aufweisen.

Das Aufgehen der Segmentfugen im mittleren Drittel wurde bei einem Biegemoment von $M = 800 \text{ kNm}$ festgestellt. Das rechnerische Dekompressionsmoment betrug bei Ansatz der Anfangsvorspannung 710 kNm . Bei der weiteren Belastungssteigerung öffneten sich lediglich die Segmentfugen im querkraftfreien Drittel. Schubrisse stellten sich in den querkraftbeanspruchten Bereichen ohne Störung durch die Segmentfugen ein.

Für einen Zeitraum von 18 Stunden wurde der Versuchskörper einer konstanten Last von 550 kN ausgesetzt. Bei dieser deutlich oberhalb der Dekompressionslast liegenden Belastung stellte sich ein Anwachsen der Verformungen um ca. 40 % bezogen auf den Vorspannzustand ein. Bei der anschließend aus versuchstechnischen Gründen erforderlichen Zwischenentlastung wurde anhand der gemessenen Spannglieddehnungen ein Spannkraftverlust von 9 % ermittelt. Die Fugen schlossen sich unterhalb des Dekompressionsmoments wieder vollständig.

Die in Laststellung 1 aufgebrachte Maximallast betrug 700 kN und damit etwa das 2,0-fache der rechnerischen Dekompressionslast. Das zugehörige Rißbild zeigt Anlage A5.8.

Für die Laststellung 2 wurde der Versuchskörper vollständig entlastet und die Spannkraft durch Nachspannen der Spannglieder auf ihren ursprünglichen Wert erhöht. Die Einzellast im Drittelspunkt wurde stufenweise bis $F_1 = 900$ kN erhöht, beim zusätzlichen Aufbringen einer Last $F_2 = 150$ kN trat ein Versagen der Druckzone in der Segmentfuge 3 neben dem Lasteinleitungsbereich von F_1 auf. Die durch die höhere Querkraft beanspruchten Fugen 1 und 2 blieben in dieser Laststellung geschlossen.

Durch Verkürzen der Stützweite auf 4,0 m war die Untersuchung in einer 3. Laststellung mit einer Einzellast in Feldmitte möglich. Wie das Rißbild in Anlage A5.8 zeigt, beeinflussten die vorhandenen Schubrisse die Entstehung neuer, diese um 90° kreuzende Risse nicht. Der Bruch trat bei einer Last von $F = 950$ kN (1,35-fach F_{Dek}) durch Ablösen der Betondruckzone und Ausplatzungen im Bereich der schrägen Betondruckstrebe neben der Lasteinleitung ein. Auch bei diesem Versuchskörper beschränkten sich die Biegerisse auf die Segmentfugen.

4.5 Versuchsbalken SOV-4

Die Vorspannung des Versuchsbalken SOV-4 erfolgte mit 10 VSL-Monolitzen. Infolge der geringeren Betonquerschnittsfläche betrug der zentrische Vorspannanteil bei gegenüber den vorhergehenden Versuchskörpern unveränderter Spanngliedkraft $\sigma_{bvo} = 10,2$ N/mm². Die ersten Schubrisse bildeten sich hier bei einer rechnerischen Hauptzugspannung von 2,8 N/mm², die etwa der Spaltzugfestigkeit der Begleitkörper entspricht. Mit den in Spanngliedhöhe an den mittleren 3 Segmentfugen angebrachten Wegaufnehmern konnte die Entwicklung der Fugenspaltbreiten sehr genau verfolgt werden. Nach Überschreitung des Dekompressionsmoments öffneten sich diese Segmentfugen sehr rasch bis zu einer Breite von 7 mm. Beim 1,75-fachen des Dekompressionsmoments erfolgte kurz vor Eintreten des Biegeversagens in der Segmentfuge die Entlastung des Versuchskörpers.

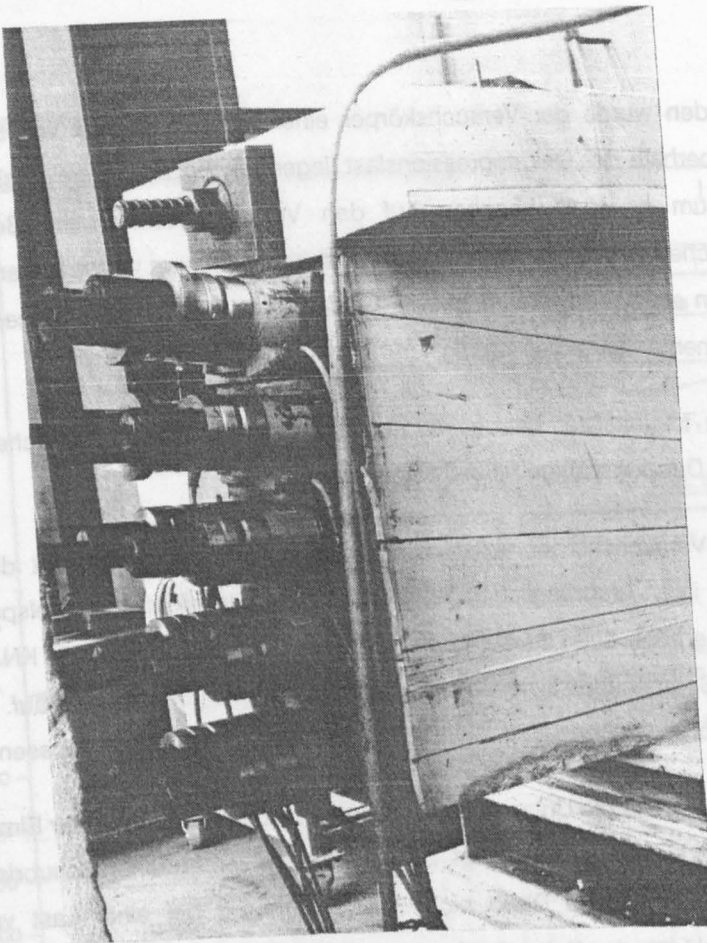


Bild 4.6a: Verankerung der Monolithen mit aufgesetzten Kraftmeßböden bei Versuch SOV-4



(Rückseite)

Bild 4.6b: Versagenszonen bei Versuchsbalken SOV-4, 4. Laststellung
Die Zerstörung der Zugzone erfolgte erst bei Entlastung infolge der Vorspannkkräfte

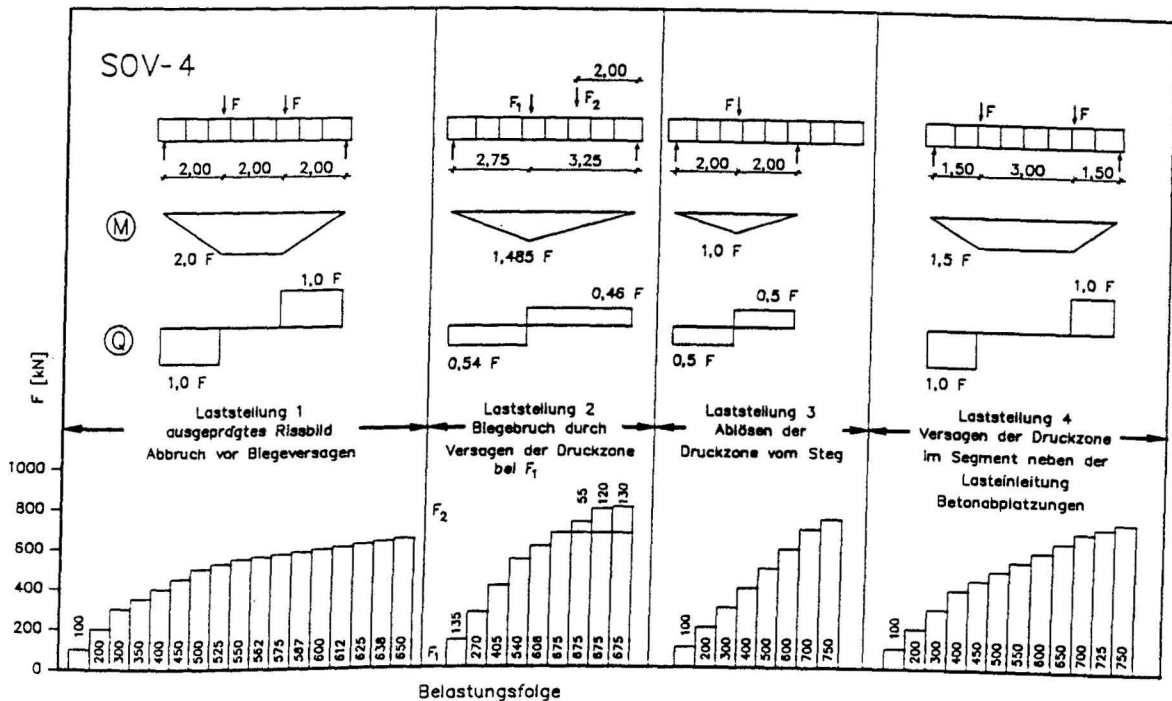


Bild 4.7: Laststellungen und Laststufen zum Versuch SOV-4

Im Anschluß wurden 3 weitere Laststellungen untersucht, die in Bild 4.7 zusammen mit der zugehörigen Momenten- und Querkraftverteilung dargestellt sind. Dabei wurde die Last jeweils bis zum örtlichen Versagen der Druckzone in einer der als Rotationsgelenk wirkenden Segmentfuge gesteigert. In Laststellung 3 kam es beim Anfahren der Last $F = 800 \text{ kN}$ zum Ablösen des oberen Flansches vom Steg. Die angrenzenden Bügel wiesen dabei Dehnungen von über 3 ‰ auf. In Laststellung 4 trat das Versagen der Biegedruckzone verbunden mit großflächigen Betonabplatzungen auf. Diese Abplatzungen hatten ihren Ursprung am Umlenkpunkt der Spannglieder und können durch die konzentrierte Einleitung der Umlenkkraft mit daraus entstehenden Querkzugspannungen erklärt werden.

4.6 Versuchsbalken SOV-5

Bei diesem Versuchsbalken war die Schubbewehrung deutlich geringer ausgelegt. Die zehn $0,6''$ -Monolitzen waren etwa in den Drittelpunkten abgewinkelt in einem mittleren Winkel von $5,5^\circ$. Das Aufbringen der Vorspannung erfolgte in 2 Stufen, um das vorzeitige Aufreißen der Druckzone zu verhindern. Über den Auflagern kam es an den Einleitungen der Vorspannkraft zur Bildung horizontaler Risse. Die ersten Schubrisse traten bei einer Last von 325 kN auf, also bei etwa der gleichen rechnerischen Hauptzugspannung wie im wesentlich stärker schubbewehrten Balken SOV-4. Die Bügel auf der geringer schubbewehrten Seite waren bei einer Last von 450 kN bereits örtlich über die Streckgrenze hinaus belastet. Das Bruchversagen trat bei $F = 550 \text{ kN}$ infolge des Ausbrechens der Betondruckstrebe ein.

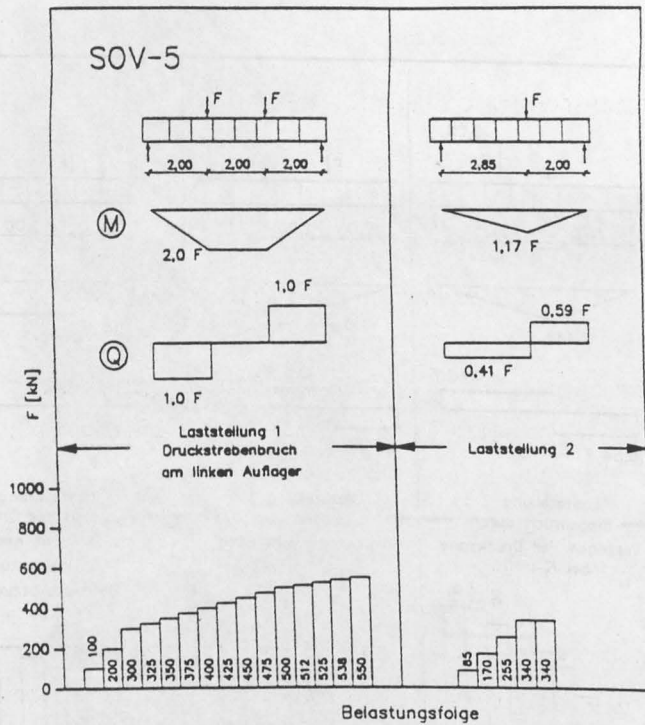


Bild 4.8: Laststellungen und Laststufen zum Versuch SOV-5

Um den Versuchskörper in einer 2. Laststellung untersuchen zu können, wurde das beschädigte 1. Segment entfernt und das 2. Segment derart verstärkt, daß zwei extern geführte DYWIDAG-Einzelspannglieder zur Aufbringung der Vorspannkraft verankert werden konnten. Diese Verstärkung erwies sich schon bei geringer äußerer Belastung als zu schwach, so daß auf die Ergebnisse dieser 2. Laststellung hier nicht näher eingegangen werden soll.

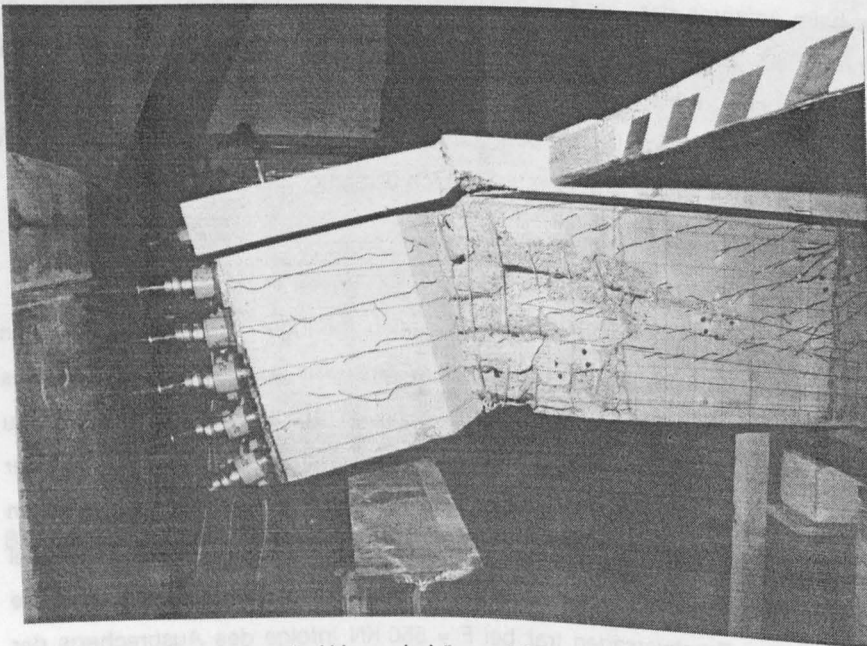


Bild 4.9: Versagenszonen bei Versuchskörper SOV-5

5. Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse

5.1 Allgemeines

Die während der Durchführung der Versuche aufgenommenen Meßdaten wurden systematisch ausgewertet und dargestellt. Wegen des großen Datenumfangs wurde im Rahmen des Berichts auf die tabellarische Zusammenstellung verzichtet und lediglich die graphischen Darstellungen für ausgewählte Laststufen als Anhang beigefügt. Im folgenden werden einige allgemein gültige Erkenntnisse anhand von Versuchsdaten herausgearbeitet und belegt.

5.2 Balkendurchbiegungen und Fugenspaltbreiten

Die gemessenen Durchbiegungen sind in den Anlagen A5.1 bis A5.5 als Biegelinien für ausgewählte Laststufen ausgewertet und dargestellt worden. Es wird deutlich, daß die Durchbiegungen oberhalb der Dekompressionslast sehr rasch ansteigen bis zu maximal 60 mm ($L/100$) beim Versuch SOV-4. Die Krümmungen beschränken sich dabei fast ausschließlich auf maximal 3 im Bereich des Größtmoments liegende Segmentfugen. Bei Annäherung an die Bruchlast konzentrieren sich die Verformungen in einer einzelnen, bestimmenden Segmentfuge, in der sich dann das Versagen durch Einschnürung der Druckzone ankündigt. Die angrenzenden Fugen bleiben weitgehend geschlossen. Bild 5.1 zeigt exemplarisch die Mittendurchbiegung und die Breite der mittleren Segmentfuge in Abhängigkeit vom aufgetragenen Biegemoment für Versuch SOV-4. Beide Kurven verlaufen nahezu bilinear mit dem Knickpunkt beim Aufgehen der Segmentfugen.

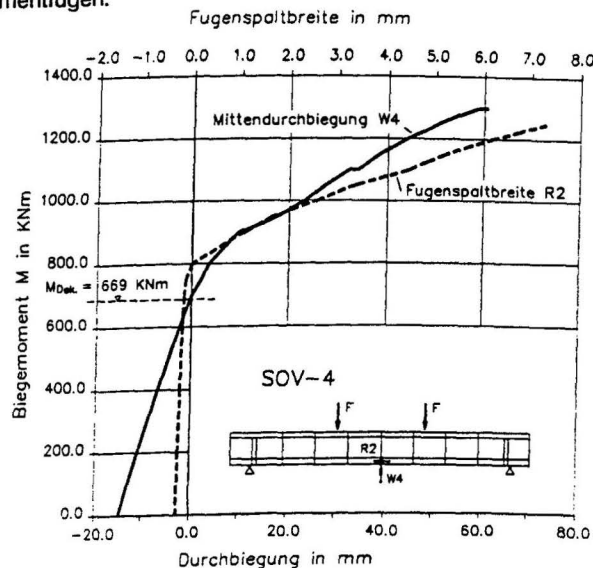


Bild 5.1: Mittendurchbiegung und Fugenspaltbreite der 1. Laststellung beim Versuch SOV-4

Die Anlagen A5.11 bis A5.13 zeigen die gemessenen Fugenspaltbreiten für die jeweils 1. Laststellung aller Versuchskörper. Zu beachten ist, daß die Messungen an den Versuchsbalken SOV-1 und SOV-2 mit der Rißbreitenkamera durchgeführt wurden und hierbei Bestimmungen von Rißbreiten > 1 mm nicht mehr zuverlässig möglich sind. Dagegen zeigen die Messungen mit induktiven Wegaufnehmern in Höhe der unteren Spanngliedlage (Meßbasis 50 mm), daß bei den Versuchen Fugenspaltbreiten bis zu 7 mm auftraten.

Der Unterschied zwischen der rechnerischen Dekompressionslast und dem tatsächlichen Aufgehen der Fugen (s. Tabelle 4.1 und Anlage A5.12 - A5.13) kann aus der geringfügigen Spannkraftzunahme bis zum Dekompressionsmoment erklärt werden, die bei der rechnerischen Abschätzung des Dekompressionsmoments unberücksichtigt blieb. Zusätzlich ist eine geringfügige Haftzugfestigkeit zwischen den gegeneinander betonierten Segmenten nicht auszuschließen.

Anzumerken ist, daß sich bei Entlastung nach vorhergehender Überschreitung der Dekompressionslast die Segmentfugen wieder vollständig schlossen, da keine plastischen Dehnungen einer im Verbund liegenden Bewehrung das Schließen der Biegerisse behinderten.

5.3 Rißentwicklung

Die Konzentration der Biegeriðbildung auf wenige Segmentfugen wurde bereits unter 5.2 angesprochen. Die Entwicklung des Riðbildes wurde laststufenweise aufgezeichnet und an ausgewählten Rissen die Riðbreite gemessen. Die Anlagen A5.6 bis A5.10 zeigen die Riðbilder bei der maximal aufgetragenen Last der jeweiligen Laststellung.

In Tabelle 4.1 sind die rechnerischen Hauptzugspannungen nach E-Theorie zu den gemessenen Schubriðlasten sowie die Spaltzugfestigkeit der Begleitkörper angegeben. Die rechnerischen Hauptzugspannungen, bei denen die ersten Schubrisse auftraten, lagen zwischen 2,2 und 3,0 N/mm²; die am Bauteil vorhandenen Zugfestigkeiten sind damit etwas geringer als die an Begleitkörpern gemessenen. Sie liegen im Bereich der nach DIN 4227 Teil 1 im Gebrauchszustand zulässigen Hauptzugspannungen für beschränkt vorgespannte Bauteile der Betongüte B 45.

Die gegenüber der horizontalen Achse gemessenen Neigungswinkel der Schubrisse lagen zwischen 25° und 34° und waren damit geringfügig größer als die bei Ansatz der Erstschubriðlast unter Annahme von Zustand I ermittelten rechnerischen Neigungswinkel. Die kleinen Winkel stellten sich bei den Balken mit geringerem Schubbewehrungsgrad ein. Die Breite der Schubrisse blieb im Mittel unter 0,2 mm, lediglich im Versuch SOV-2 wurden über dem Mittelaufleger Riðbreiten bis 0,3 mm gemessen.

Bei Lastumordnung stellte sich das neue Riðbild praktisch unabhängig von den bestehenden Schubrisen ein, so daß es teilweise zu kreuzenden Rissen kam (s. Anlagen).

Bei Laststellungen mit querkräftfreiem Bereich kam es durch die bei geöffneter Fuge stark exzentrische Einleitung der Druckkraft zu Querkzugbeanspruchungen infolge der Scheibenwirkung der Segmente, die zur Bildung von horizontal verlaufenden Rissen führte. Diese Querrisse beeinträchtigten das weitere Aufgehen der Segmentfuge jedoch nicht. Die Dehnungsmessungen an den der Segmentstirnfläche zunächst liegenden Bügeln zeigten, daß diese bis an die Streckgrenze heran beansprucht wurden. Beim Versuchskörper SOV-2 war diese querkräftfreie Zone nicht vorhanden. Hier bildete sich im Feld jeweils nur ein Biegeriß im Bereich des maximalen Feldmoments.

5.4 Stahldehnungen

5.4.1 Spannstahldehnungen

In den Bildern A5.14 bis A5.18 des Anhangs sind die Vorspannkkräfte für die einzelnen Belastungsfälle in Abhängigkeit von den aufgetragenen Versuchslasten aufgetragen. Zum Teil mußte während des Versuches die Vorspannkraft erhöht werden, wenn die Biegerisse in Feldmitte bis an den Druckflansch heranreichten, um so einen vorzeitigen Biegebruch durch Einschnürung der Druckzone zu verhindern. Die infolge äußerer Last gemessenen Spannkraftzunahmen lagen zwischen 41 % und 66 % bezogen auf die durch das Vorspannen aufgetragene Spanngliedkraft. Die vergleichsweise hohen Spannkraftzunahmen bei den Einfeldträgern müssen im Zusammenhang mit den Abmessungen der Versuchskörper und der vergleichsweise niedrigen Anfangsvorspannung gesehen werden und können nicht direkt auf Bauwerksverhältnisse übertragen werden. Die geringen Spanngliedlängen und die bei den Einfeldträgern im Vergleich zur Stützweite große Zone mit konstanter Momentenbeanspruchung bewirkten erhebliche Dehnungszuwächse im Spannstahl.

Der Vergleich der jeweils im Bruchlastbereich gemessenen maximalen Spannstahldehnungen mit den in Begleitversuchen festgestellten Fließdehnungen bestätigt, daß in allen Fällen das Balkenversagen vor Erreichen der Spannstahlfließgrenze eintrat.

Bild 5.2 zeigt den Spannungszuwachs $\Delta\sigma$ in der Spannbewehrung in Abhängigkeit von der Fugenspaltbreite. Der wesentliche Anteil des Spannungsanstiegs erfolgt erst oberhalb der Dekompressionslast und verläuft nahezu linear mit der Fugenspaltbreite. Schubverformungen wirken sich auf den Spannungsanstieg lediglich bei den mit geneigten Spanngliedern vorgespannten Versuchen SOV-4 und SOV-5 geringfügig aus. Hier führt die Schubrißbildung vor dem Aufgehen der Segmentfugen zu einem etwas größeren Spannungszuwachs unterhalb der Dekompressionslast.

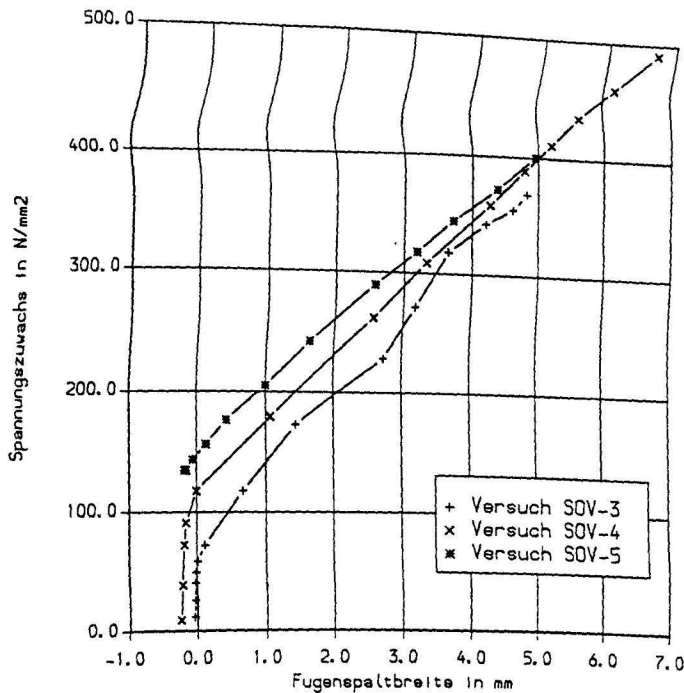


Bild 5.2: Spannglied - Spannungszuwachs in Abhängigkeit von der gemessenen Fugenspaltbreite

Spannkraftverluste infolge Reibung waren bei den geradlinig geführten Einzelspanngliedern nicht zu erwarten. Bild 5.3 bestätigt dies anhand der entlang der Balkenachse gemessenen Spannstahldehnungen. Bei den Monolitzen ist der Reibungsverlust wegen des Korrosionsschutzfettes so gering (Reibungsbeiwert $\mu = 0,05-0,07$), daß auch hier von einer über die Länge konstanten Vorspannkraft ausgegangen werden kann. Der Vergleich der an der Festankerseite mittels Kraftmeßdosen gemessenen Spanngliedkraft mit dem an der Spannprese gemessenen Wert bestätigt diese Annahme.

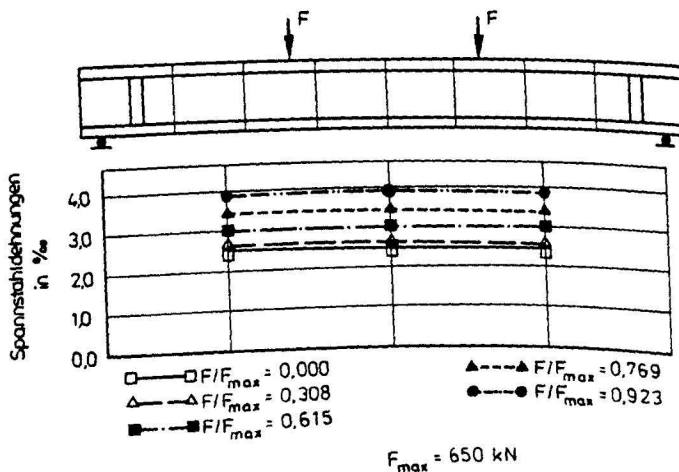


Bild 5.3: Spannstahldehnungen des SOV-1 entlang der Balkenachse (Laststellung 1)

5.4.2 Dehnungen der Betonstahllängsbewehrung

Die Dehnungen der Betonstahllängsbewehrung in der vorgedrückten Zugzone wurden mit Dehnmeßstreifen gemessen und sind für ausgewählte Laststufen in den Anlagen A5.19 und A5.20 als Spannungswerte über der Balkenlängsachse aufgetragen. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind die zu einer Laststufe gehörenden Meßwerte durch Geradenzüge miteinander verbunden, obwohl die schlaaffe Längsbewehrung die Segmentfugen nicht durchdringt.

Es wird deutlich, daß mit wachsender äußerer Belastung die Druckspannungen vornehmlich im Bereich des Maximalmoments abgebaut werden, während die angrenzenden Segmente weitgehend überdrückt bleiben. Die Längsbewehrung erhält erst kurz vor dem Bruch örtlich geringe Zugspannungen, die aus der Scheibenwirkung der stark exzentrisch belasteten Segmente neben der geöffneten Fuge resultieren. Hier kann es zur Bildung kleinerer Risse innerhalb der Zugzone des Segments kommen, die aber ohne Einfluß auf das Tragverhalten bleiben. Da die Verformungen am Zugrand der Segmente klein bleiben, hat die Betonstahllängsbewehrung keinen nennenswerten Einfluß auf das Trag- und Verformungsverhalten.

Die schlaaffe Längsbewehrung in der Druckzone bestimmt dagegen zusammen mit der Verbügelung der Druckzone das Rotationsvermögen in der Segmentfuge. Während bei monolithischen Tragwerken das Rotationsvermögen durch eine Druckbewehrung gesteigert wird, ist in diesem Fall zu berücksichtigen, daß die Längsbewehrung an den Segmentstirnflächen endet. Durch die Unterbrechung der Bewehrung müssen die Druckkräfte des Betonstahls über eine Aktivierung des Verbundes in den Beton eingeleitet werden. Die dabei entstehenden Querkzugspannungen stören die Gelenkausbildung und vermindern die Rotationsfähigkeit des Fugenbereichs. Eine Quantifizierung der genannten Einflüsse ist anhand der Versuchsergebnisse nicht möglich. Von größerer Bedeutung für die Rotationsfähigkeit in der Fuge ist jedoch in jedem Fall die Verbügelung der angrenzenden Druckflansche.

5.4.3 Bügeldehnungen

Für einzelne Bügel sind die aus Meßwerten ermittelten Bügelspannungen in Abhängigkeit von der Querkraft in den Anlagen A5.21 und A5.22 dargestellt. Die Bügeldehnungen wurden an 3 Meßpunkten ermittelt. Bei den dargestellten Spannungsverläufen handelt es sich um den größten gemessenen Wert. Für die unterschiedlichen Bügelbewehrungsgrade sind die aus einem 45^o-Fachwerk rechnerisch ermittelten Spannungen in die Diagramme eingetragen. Beispielhaft ist der Spannungsverlauf für SOV-3 nochmals in Bild 5.4 dargestellt. Es ist zu ersehen, daß vor Bildung der ersten Schubrisse die gemessenen Bügelspannungen weit unterhalb der rechnerischen Werte liegen. Nach der Schubrißbildung steigen die gemessenen Bügelspannungen steil an, erreichen jedoch auch im Bruchzustand nicht die rechnerischen Werte. Da im querkraftbeanspruchten Bereich die Segmentfugen überdrückt waren, ist die Schubrißbildung der Zone a entsprechend DIN 4227/ 1 zuzuordnen. Hierfür zeigen die gemessenen

Spannungen den gleichen Verlauf wie bei ähnlichen monolithischen Balken (siehe z.B. /16/). Der Spannungsverlauf läßt darauf schließen, daß in Zone a auch im gerissenen Zustand Teile der Querkraft über den geneigten Druckgurt übertragen werden.

Die verhältnismäßig hohe Beanspruchung der Bügel im querkraftfreien Bereich nahe der Segmentstirnfläche (Meßstelle 10/1) erklärt sich aus der horizontalen Rißvergabelung beim Aufgehen der Segmentfuge. Eine ausreichende Verbügelung nahe der Segmentfuge ist daher zur Beschränkung der Breite der Horizontalrisse erforderlich. Dies ist wesentliche Voraussetzung für die ungestörte Ausbildung eines Rotationsgelenks in der Segmentfuge.

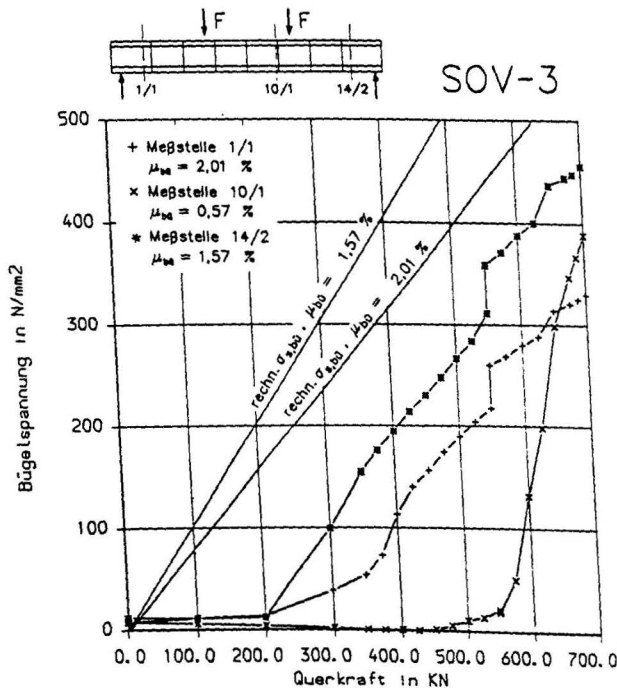


Bild 5.4: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Bügelspannungen beim Versuch SOV-3

5.5 Betonverformungen

Die Betonverformungen wurden mittels Setzdehnungsmeßstellen (SDM) und teilweise mit Dehnmeßstreifen auf der Oberseite des Druckflansches und im Steg gemessen. Aus den als Rosette angeordneten SDM kann unter Zugrundelegung elastischen Verhaltens mit konstantem Elastizitätsmodul E_b Richtung und Größe der Hauptdehnungen ϵ_1 und ϵ_2 ermittelt werden.

Eine graphische Darstellung der Randstauchungen über der Balkenlängsachse für einige Laststufen enthalten die Anlagen A5.23 bis A5.27. Die größten Stauchungen (bis zu -5 ‰) treten in Querschnitten mit geöffneter Segmentfuge infolge der Einschnürung der Druckzone auf. Das Biegeversagen kündigte sich durch Bildung plastischer Zonen in diesen Bereichen an.

Die errechneten Hauptdehnungen sind in den Anlagen A5.28 bis A5.32 als Dehnungspfeile in die Ansicht der Versuchsbalken eingetragen. Infolge der Schubrisse, die teilweise durch die Meßrosetten hindurch gingen, ergab die Umrechnung der Verformungen nach E-Theorie unrealistisch große Dehnungen. Die großen Dehnungspfeile zeigen daher die Bildung von Schubrisen an.

Die gemessenen Betonverformungen entsprachen den bei vergleichbaren monolithischen Versuchskörpern gemessenen /16/. Die mittlere gemessene Neigung der Druckdiagonalen lag in Laststellung 1 unter 30° und entspricht damit der rechnerischen Neigung der Hauptspannungen nach E.-Theorie (Tabelle 4.1). Bei Balken mit niedrigem Schubbewehrungsgrad stellten sich nach der Rißbildung niedrigere Druckstrebenneigungen ein als bei hohen Schubbewehrungsgraden. Dem Versagen der Betondruckstrebe ging das Fließen der Bügelbewehrung voraus, so daß ein Versagen der Bügelbewehrung als maßgebende Bruchursache anzusehen ist.

Bei der Beurteilung der Druckstreben Tragfähigkeit ist zu beachten, daß nach erfolgter Schubrißbildung die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons und damit die Festigkeit in den schubbeanspruchten Bereichen durch die von den Bügeln bewirkte Querkzugbeanspruchung der Betondruckstreben beeinflusst wird. Nach Collins/Mitchell /20/ kann dieser Einfluß durch einen Abminderungsfaktor α_Q erfaßt werden. Der Festigkeitsabfall der Druckstreben steigt mit zunehmender Bügelbeanspruchung und mit abnehmender Druckstrebenneigung. Nach /20/ beträgt das Verhältnis der Druckstrebenfestigkeit zur Prismenfestigkeit $\alpha_Q = \beta_D / \beta_P$ zwischen 0,6 und 0,8.

6. Analyse des Tragverhaltens

6.1 Biegetragverhalten

6.1.1 Allgemeines

Die Bemessung von Bauteilen in Segmentbauart, insbesondere die Ausbildung der Segmentfugen, wird in der Bundesrepublik durch DIN 4227 Teil 3 /2/ geregelt. Die Anwendung der Vorspannung ohne Verbund in der Segmentbauweise wird dabei wegen fehlender Erfahrung an ausgeführten Bauwerken und aus Mangel an experimentellen Ergebnissen noch ausgeschlossen. Im Rahmen der Neubearbeitung von DIN 4227 Teil 6 /3/ im Zusammenhang mit der Einführung des Eurocode 2 /5/ wird im Unterausschuß 'Vorspannung ohne Verbund' auch die Anwendung und Normung der Vorspannung ohne Verbund in der Segmentbauart diskutiert. Nachfolgend werden zur Bewertung der Versuchsergebnisse die Regelungen in DIN 4227/3 in Kombination mit DIN 4227/6 herangezogen. Ergänzend werden die an anderen Instituten durchgeführten neueren Untersuchungen an Segmentbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund berücksichtigt. Zu nennen sind hier die Versuche an der TU Berlin /10/, die Versuche zur Biegetragfähigkeit bei externer Vorspannung des 'Centre Experimental de Recherches et d'Etudes' in Frankreich /11/, sowie die Untersuchungen von Rabbat /12/ in Skokie, USA.

Die Biegetragfähigkeit kann bei verbundlosen Spanngliedern im Gegensatz zur Vorspannung mit Verbund nicht anhand einer einzelnen Querschnittsanalyse bestimmt werden, da sich das Spannglied gegenüber dem umgebenden Beton ungehindert verschieben kann. Die Vorspannkraft wird lediglich über Ankerkräfte und Umlenkpressungen in das Tragwerk eingeleitet. Der Spannungszuwachs $\Delta\sigma_v$ im Spannglied ergibt sich aus dem Integral der Betonverformungen entlang der Spanngliedachse.

$$\Delta\sigma_v = \frac{\Delta L}{L} \times E_v = \int \epsilon_{bv} ds \times E_v \quad (6.1)$$

mit	$\Delta\sigma_v$	Spanngliedspannungszuwachs
	$\Delta L/L$	Dehnungszuwachs im Spannglied
	E_v	Elastizitätsmodul des Spannstahls
	ϵ_{bv}	Betondehnungen in Höhe der Spannstahlachse

Das Biegetragverhalten wird damit abhängig vom Verformungsverhalten des Gesamtsystems. Eine genaue Berechnung der Betonverformungen und damit des Spannstahlspannungszuwachses im gerissenen Zustand erfordert wegen des nichtlinearen Werkstoff- und Strukturverhaltens einen hohen Rechenaufwand. Für die Bemessungspraxis sind daher eine Reihe von Näherungsverfahren entwickelt worden, die eine Abschätzung der Spannkraftzunahme im Bruchzustand mit ausreichender Genauigkeit erlauben.

6.1.2 Gebrauchszustand

Im Gebrauchszustand ist das Aufgehen der Segmentfugen aus konstruktiven und optischen Gründen zu verhindern. Die Versuche zeigen, daß sich die Segmentfugen nach Überschreitung des Dekompressionsmoments schon bei geringer Lasterhöhung sehr rasch öffnen, während die Segmente selbst frei von Biegerissen bleiben. Die Verformungen des Systems und damit auch der Anstieg der Spannstahlspannungen bis zur Dekompressionslast unterscheidet sich nicht von vergleichbaren monolithischen Versuchsbalken mit Vorspannung ohne Verbund. Die Spannungsänderungen in verbundlosen Spanngliedern können für die Nachweise des Gebrauchszustandes vernachlässigt werden, da die Verformungen im Vergleich zum Bruchzustand gering bleiben.

Nach DIN 4227 Teil 3 sind bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund zwei Spannungsnachweise im Gebrauchszustand zu führen. Zum einen sind die Biegespannungen im Bereich der Segmentfuge für den Gebrauchs- und Bauzustand nachzuweisen. Die in Tabelle 9 der DIN 4227 Teil 1 für volle Vorspannung im Gebrauchszustand genannten zulässigen Betonzugspannungen werden dabei für die Segmentfugen derart verschärft, daß in jedem Querschnittspunkt eine Druckspannung von mindestens $1,0 \text{ MN/m}^2$ einzuhalten ist, die bei Bauteilen im Innern auf $0,5 \text{ MN/m}^2$ vermindert werden darf. Für den Nachweis unter unwahrscheinlicher Häufung von Lastfällen sind nur 50 % der für volle Vorspannung nach DIN 4227 Teil 1 zugelassenen Zugspannungen erlaubt. Darüber hinaus ist ein Nachweis zur Beschränkung der Fugenrißbreite in der überdrückten Zugzone zu führen. Zwei verschiedene Nachweisverfahren werden hier genannt:

- Falls der Abstand der zugrandnächsten Spannglieder mehr als $0,2 d_o$ (d_o = Segment - Querschnittshöhe) beträgt, sollen im Gebrauchszustand die Randdruckspannungen mindestens $2,0 \text{ MN/m}^2$ bzw. $1,5 \text{ MN/m}^2$ betragen. (Der niedrigere Wert gilt für Bauteile im Innern nach DIN 1045, Tab.10, Zeile 1). Mit dieser Druckspannungsreserve in der überdrückten Zugzone soll sichergestellt werden, daß die Segmentfugen bei Einwirkung erhöhter Gebrauchslastbeanspruchungen auch in den Bereichen nicht aufklaffen, in denen keine zugrandnahen Spannglieder vorhanden sind.
- Ist diese Bedingung nicht erfüllt und liegen Spannglieder dem Zugrand näher als $0,2 d_o$, ist ein genauerer Nachweis zu führen. Hierbei werden die Verbundeigenschaften der Spannglieder zur Beschränkung der Fugenspaltbreite herangezogen. Es wird von einer maximal zulässigen Rißbreite $w < 0,15 \text{ mm}$ unter selten auftretenden, ungünstigen Lastfallkombinationen ausgegangen. Bei diesem Nachweis darf der größte Durchmesser der Spannglieder in der Zugzone einen vom Verbundbeiwert r und der Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma$ abhängigen Grenzwert nicht überschreiten. Bei Ermittlung der Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ ist ein querschnittsbezogenes Zusatzmoment zur Erfassung unplanmäßiger Einwirkungen zu berücksichtigen.

Eine Kontrolle der Fugenrißbreite ist, wie Bild 5.2 zeigt, bei reiner Vorspannung ohne Verbund nicht möglich, da die Mitwirkung des Betons auf Zug nicht gegeben ist. Es ist aber zu berücksichtigen, daß die verwendeten Spannglieder einen vom umgebenden Beton unabhängigen Korrosionsschutz erfordern. Dies gilt insbesondere bei externer Spanngliederführung. Dieser Schutz wird vornehmlich durch Verpressen mit Fett, Wachs oder Zementmörtel erzielt. Mögliche Fugenöffnungen oder Risse gefährden daher die Dauerhaftigkeit der Spannglieder weit weniger als bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Dennoch muß ein Aufgehen der Segmentfugen sowohl aus optischen wie konstruktiven Gründen verhindert werden, vor allem über den Innenstützen von Brücken zur Vermeidung einer Beschädigung der Fahrbahnabdichtung. Als einfachster Weg bietet sich hier das Vorhalten einer Mindestranddruckspannung im Gebrauchszustand an. Die Größe dieser Mindestranddruckspannung sollte von der Querschnittsform und der Empfindlichkeit des Gesamtbauwerks abhängig gemacht werden. Stark profilierte Querschnitte mit schmalen Zuggurtplatten reagieren empfindlicher als Querschnitte mit breiten Zuggurten. Der Abstand zwischen äußerem Gebrauchsmoment und Dekompressionsmoment sollte daher aus sicherheitstheoretischen Überlegungen im Einzelfall festgelegt werden, wobei die in DIN 4227 Teil 3 genannten Randdruckspannungen von 1,5 bzw. 2,0 N/mm² eine obere Grenze darstellen.

Versuchsbalken	Rechnung nach DIN 4227/3			Versuchswerte		
	M _{gebr. 1}	M _{gebr. 2}	M _{Dekompr.}	M _{Riss}	M _{w=0,15}	$\frac{\max M^{\exp}}{1.75}$
	[kNm]					
SOV 1	519,0	560,0	600,0	650,0	700,0	743,0 ⁰⁾
SOV 2 Feldquerschn.	248,0	289,0	329,0	401,0	401,0	351,0 ⁰⁾
SOV 3	628,0	669,0	710,0	800,0	900,0	800,0 ¹⁾
SOV 4	631,0	650,0	669,0	750,0	750,0	743,0 ¹⁾
SOV 5	721,0	734,0	747,0	750,0	800,0	629,0 ²⁾

- 0) ohne Versagen
1) Biegebruch
2) Schubdruckbruch

Tabelle 6.1: Rechnerische Gebrauchslastmomente und experimentelle Vergleichswerte

In Tabelle 6.1 bedeuten:

- M_{Gehr1} = Gebrauchsmoment unter Zugrundelegung einer Randdruckspannung von 2,0 MN/m²
M_{Gehr2} = Gebrauchsmoment unter Zugrundelegung einer Randdruckspannung von 1,0 MN/m²
M_{o,15} = Biegemoment, bei dem die Fugenspaltbreite im Versuch w = 0,15 mm betrug
max M^{exp} = maximales, im Versuch aufgebrachtes Biegemoment

Aus Tabelle 6.1 wird ersichtlich, daß die zulässige Gebrauchslast der Versuchsbalken nicht durch den Abstand zur Traglast, sondern durch die Forderung nach Einhaltung einer Randdruckspannung bestimmt wird. Bild 6.1 veranschaulicht diesen Sachverhalt nochmals graphisch: dargestellt sind für jeden Versuch das Gebrauchsmoment, das sich bei Einhaltung einer Randdruckspannung von $2,0 \text{ MN/m}^2$ ergibt, das maximale im Versuch aufgebrachte Biegemoment, dividiert durch einen Sicherheitsfaktor von 1,75, und das rechnerische Bruchmoment mit der Spanngliedspannung nach /13/, ebenfalls mit Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes. Lediglich für den Versuch SOV-5, bei dem das Schubversagen maßgebend wurde, liegt das unter Annahme einer Randdruckspannung ermittelte Gebrauchsmoment oberhalb des aus den Bruchlasten abgeleiteten Gebrauchsmoments.

Die experimentellen Biegerißlasten liegen etwas oberhalb der rechnerischen Dekompressionslasten. Dabei ist zu berücksichtigen, daß eine exakte Bestimmung der Rißlast wegen der stufenweise aufgegebenen Belastung nicht möglich ist, und bei der rechnerischen Ermittlung des Dekompressionsmoments der Spannungszuwachs der Spannglieder nicht berücksichtigt wurde.

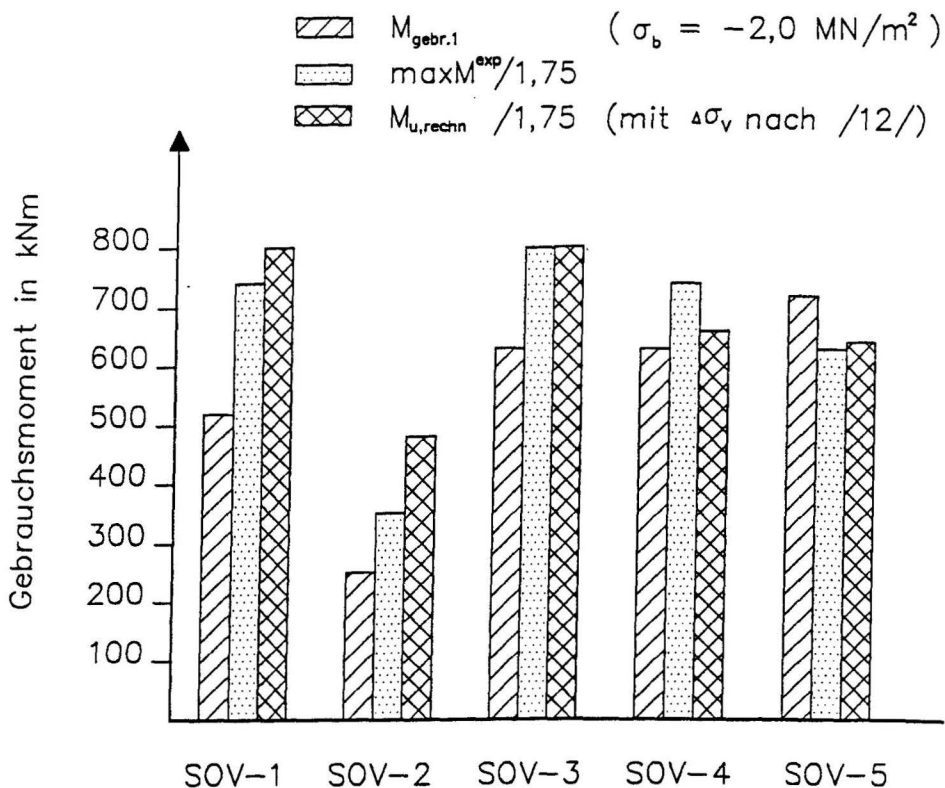


Bild 6.1: Vergleich der Gebrauchslastmomente der Versuchsbalken

Auch bei der Segmentbauart mit in Verbund liegenden Spanngliedern wird in der Mehrzahl der Anwendungsfälle die Forderung nach Einhaltung einer Randdruckspannung von 1,5 bzw. $2,0 \text{ MN/m}^2$ die Größe des max. Gebrauchslastmomentes bestimmen. Hier ist im Vergleich zur Vorspannung ohne Ver-

bund der Abstand zwischen Bruchlast und Gebrauchslast noch wesentlich größer, da der Spannstahl im Bruchzustand - im Gegensatz zur Vorspannung ohne Verbund - meist die Streckgrenze erreicht. Die Zahl der Spannglieder, die zur Erzielung einer Randdruckspannung von 1,5 bzw. 2,0 MN/m² notwendig sind, wird daher sowohl bei Vorspannung mit als auch ohne Verbund annähernd gleich groß sein. Die für innenliegende Spannglieder ohne Verbund erlaubte höhere Anfangsvorspannung kann unter Umständen die Anzahl der benötigten Spannglieder verringern. Der Nachteil, daß im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund für eine ausreichende Biegebruchtragfähigkeit mehr Spannbewehrung erforderlich ist, wird somit in der Mehrzahl der Anwendungsfälle mit innenliegenden Spanngliedern ausgeglichen. Die Segmentbauweise mit Vorspannung ohne Verbund bietet unter diesem Gesichtspunkt also durchaus wirtschaftliche Einsatzmöglichkeiten.

Im Bauwerk werden die Segmentfugen üblicherweise nicht als Trockenfuge ausgeführt, sondern mit Epoxydharzmörtel verklebt. Bei sorgfältiger Vorbehandlung der Oberflächen entstehen dabei in der Fuge Zugfestigkeiten, die oberhalb der Zugfestigkeit des benachbarten Betons liegen können. Die Rißbildung kann dann auch im Beton direkt neben der Fuge erfolgen, z.B. in der stirnflächennahen, mörtelreichen Randzone. Eine vorhandene Zugfestigkeit erhöht zusammen mit der geringfügigen Spannkraftzunahme den Abstand zwischen rechnerischem Dekompressionsmoment und Rißlast und stellt eine versteckte Sicherheit gegen das Aufgehen der Fugen dar.

Tabelle 6.1 zeigt auch, daß die einer Biegerißbreite von $w = 0,15$ mm entsprechende Versuchslast teilweise unterhalb der erhöhten Gebrauchslast ($M_{\text{gebr2}} + \Delta M$) liegt. Erwartungsgemäß greift dieses Kriterium zur Beschränkung der Fugenspaltbreite wegen des fehlenden Verbundes nicht.

Nachteil einer übervollen Vorspannung ist eine 'Versprödung' des Bauwerks und damit eine verminderte Duktilität. Als alternative Maßnahme zur Rißbreitenbeschränkung wird daher von Vielhaber in /10/ vorgeschlagen, eine ergänzende, die Fugen übergreifende Betonstahlbewehrung im Verbund vorzusehen. Diese Bewehrung könnte nach dem Zusammenspannen der Segmente in vorbereitete Hüllrohre oder Aussparungen in der Bodenplatte von Hohlkastenquerschnitten eingelegt und anschließend verpreßt bzw. ausgegossen werden. Die an der TU Berlin durchgeführten und in /10/ beschriebenen Versuche an Segmentbalken wurden zum Teil nach diesem Verfahren durchgeführt. Das Last-Verformungsverhalten solcher Tragwerke entspricht demjenigen von Segmentbauteilen mit nachträglich verpreßten Spanngliedern. Die Segmentfugen öffnen sich nicht schlagartig nach Überschreiten der Dekompressionslast, sondern die Fugenöffnungen werden durch Aktivierung der Verbundeigenschaften des Betonstahls beschränkt. Die Zusatzbewehrung sollte nach /10/ so bemessen sein, daß die beim Aufreißen der verklebten Fuge freiwerdende Zugkraft durch den eingelegten Betonstahl ohne Überschreitung der Streckgrenze aufgenommen werden kann (Mindestbewehrung) und eine Rißbreite von 0,2 mm nicht überschritten wird.

Obwohl sich diese Maßnahme im Hinblick auf die Kontrolle der Fugenspaltbreiten in den durchgeführten Versuchen als wirksam erwiesen hat, gehen einige Vorteile der Segmentbauart ohne Verbund verloren. Das Einlegen und Verpressen zusätzlicher Betonstahlbewehrung wirkt sich nachteilig auf den Bauablauf aus. Die Wirksamkeit des nachträglich hergestellten Verbundes birgt ähnliche Unsicherheiten (z.B. 'Verstopfer') wie das nachträgliche Verpressen von Hüllrohren. Bei einer kurzfristigen Überlastung des Bauwerks oberhalb der Biegeißlast wirken die in der Verbundbewehrung entstehenden plastischen Dehnungen einem vollständige Schließen der Fugen bei Entlastung entgegen. Bei reiner Vorspannung ohne Verbund zeigen die hier durchgeführten Versuche, daß sich die Segmentfugen auch nach einer erheblichen Überlastung oberhalb der Reißlast bei Teilentlastung wieder vollständig schließen.

Im Hinblick auf die Erfahrungen an ausgeführten Brücken in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund scheint es zur Sicherstellung der Gebrauchsfähigkeit über die vorgeschlagene Mindestranddruckspannung hinaus durchaus sinnvoll zu sein, bereits bei der Planung konstruktive Maßnahmen für eine mögliche Erhöhung der Vorspannung vorzusehen.

Wesentlich für das Verformungsverhalten im Gebrauchszustand ist auch die Paßgenauigkeit der Segmentstirnflächen. Bei den Versuchen in Frankreich /11/ wurde festgestellt, daß Imperfektionen an den Stirnflächen bei der Ausbildung der Fugenprofilierung zu zusätzlichen Verformungen geführt haben. Bei den hier durchgeführten Versuchen wurden derartige Verschiebungen im Fugenbereich nicht beobachtet.

Bei externer Vorspannung können die Spannglieder entweder geradlinig oder über Umlenksättel polygonal geführt werden. Im Hinblick auf den Ausnutzungsgrad der Spannbewehrung ist eine Anpassung des Spanngliedverlaufs an die Momenten- und Querkraftbeanspruchung erwünscht. Auch wenn die günstige Wirkung der Spannkraftzunahme unter Gebrauchslasten vernachlässigt werden kann, sind die Relativverformungen zwischen Spannstahl und Beton zu überprüfen. Wegen der konzentrierten Einleitung der Umlenkraft kann es im Zusammenhang mit Schlupfverformungen an den Umlenksätteln zu festigkeitsmindernder Reibung kommen. Diese im Maschinenbau als Reibkorrosion bezeichnete Erscheinung tritt an metallischen Kontaktflächen beispielsweise zwischen Spannglied und Hüllrohrrippe schon bei kleinsten, wiederholten Relativbewegungen auf. Die dabei entstehenden Narben wirken sich nur gering auf die statische Festigkeit der Spannstähle aus, können die Ermüdungsfestigkeit aber erheblich herabsetzen. Vorteilhaft wirken sich hier die bei Vorspannung ohne Verbund ohnehin geringen Spannungsschwankungen unter nicht ruhenden Lasten aus. Infolge der Verformungen am Umlenksattel kann es jedoch insbesondere bei Kunststoffhüllrohren zum Durchscheuern des Hüllrohrmaterials kommen, so daß der Korrosionsschutz der Spannglieder verloren geht. Überlegungen zur konstruktiven Ausbildung der Umlenksättel und zur Vermeidung von Reibkorrosionsvorgängen enthält der Beitrag von Virlogeux in /21/.

6.1.3 Bruchzustand

Bei Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund sind durch die Fugen Sollrißstellen vorgegeben, in denen sich die Biegerißbildung konzentriert. Die Durchbiegungen und damit die Spannstahlspannungen sind im wesentlichen von den maximal möglichen Fugenspaltbreiten abhängig, die durch die Rotationsfähigkeit der Druckzone bestimmt werden.

Die Durchbiegungsanteile aus Schubverformungen können zur Bestimmung des Spannungszuwachses im Regelfall vernachlässigt werden. Bei den untersuchten Systemen mit stark profiliertem Querschnitt machen die Schubverformungen nach Elastizitätstheorie einen Anteil von etwa 6% der Biegeverformungen im Zustand I aus. Nach Überschreitung der Dekompressionslast wachsen die Biegeverformungen erheblich stärker an als die Schubverformungen, so daß deren Anteil an der Gesamtdurchbiegung weiter verringert wird. Da sich auch im Stützbereich des untersuchten Zweifeldträgers Biegerisse nur in den angrenzenden Segmentfugen einstellten, konnte sich kein typisches Schubrißgelenk mit breiten Schrägrissen ausbilden. Bei den stark profilierten Einfeldträgern blieben die Schubrißbreiten unter 0,3 mm und hatten somit auf die Durchbiegungen des Systems keinen wesentlichen Einfluß.

Zur rechnerischen Ermittlung der Biegetragfähigkeit muß die Spannkraftzunahme im Bruchzustand mit einem geeigneten Näherungsverfahren abgeschätzt werden. In DIN 4227 Teil 6 ist ein derartiges Näherungsverfahren für Plattenragwerke ohne Verbund enthalten. Hier wird der Spannungszuwachs unter der Annahme ermittelt, daß sich im untersuchten Feld eine Durchbiegung von $f = l/50$ einstellt. Für Platten ergibt dieser einfache Rechenansatz ausreichend genaue Ergebnisse. Mit abnehmender Schlankheit l/d wächst jedoch die Gefahr einer Überschätzung des Spannungszuwachses, so daß eine Anwendung für balkenartige Bauteile nicht geeignet ist.

Zur Untersuchung von Bauzuständen bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund - hier liegt ebenfalls Vorspannung ohne Verbund vor, solange die Spannglieder noch nicht verpreßt sind - gibt DIN 4227 Teil 1 Anhaltswerte für den Spannungszuwachs beim Nachweis der Bruchsicherheit:

$$\begin{array}{ll} \Delta\sigma_v = & 110 \text{ N/mm}^2 \quad \text{für Einfeldträger} \\ \Delta\sigma_v = & 50 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Kragträger} \\ \Delta\sigma_v = & 0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Durchlaufträger} \end{array}$$

Diese Richtwerte werden im folgenden vergleichend zur Bestimmung der rechnerischen Biegetragfähigkeit der Versuchskörper herangezogen. Außerdem werden zwei für monolithische Spannbetonbalkentragwerke ohne Verbund abgeleitete Näherungsverfahren berücksichtigt. Das von Hegger in /13/ beschriebene Verfahren stellt einen im wesentlichen empirisch durch Auswertung einer

Vielzahl von Versuchen gewonnenen Lösungsansatz dar, der Annahmen der Plastizitätstheorie berücksichtigt. Der Spannungszuwachs der Spannglieder hängt dabei vom Ausnutzungsgrad der Betondruckzone, ausgedrückt durch β_p/μ_v , von den Abmessungen der plastischen Gelenkzonen und, in geringem Maße, von der Querschnittsform ab.

Der zweite, hier verwendete Bemessungsansatz von Zimmermann /14/ wurde durch Parameterstudien mittels eines auf der Integrationsmethode aufbauenden Rechenprogramms entwickelt. Bei der Integrationsmethode wird die Längenänderung des Spannstahls als Summe der Dehnungen im Beton in Spanngliedhöhe zwischen den Verankerungen bestimmt. Um Gleichgewicht und Kompatibilität erfüllen zu können, bedarf es einer iterativen Berechnung der Spanngliedkräfte, die im allgemeinen nur durch Einsatz rechnergestützter, numerischer Verfahren möglich ist. Die Ergebnisse werden durch die verwendeten Stoffgesetze, insbesondere die Berücksichtigung der Rißbildung, wesentlich beeinflusst. Zur Bemessung gibt Zimmermann einen Produktansatz an, in dem der zentrische Vorspannteil, bezogen auf die Betonfestigkeit β_R , und der Anteil der Betonstahlbewehrung die wesentlichen Parameter sind.

Ein einfaches, für die Bemessungspraxis entwickeltes Verfahren gibt Vielhaber in /10/ an. Bestimmender Parameter ist der Ausnutzungsgrad α der Druckzone, der als Quotient einer Betondruckspannung σ' und der Betonprismenfestigkeit β_p definiert wird:

$$\alpha = \sigma' / \beta_p \quad \text{mit} \quad \sigma' = N_\Delta / A_b' \quad (6.2)$$

Hierin ist N_Δ die in der Druckzone aufzunehmende Normalkraft und A_b' eine Ersatzdruckzonenfläche zwischen Druckrand und der halben Trägerhöhe. Durch Vergleich mit Versuchsergebnissen leitet Vielhaber eine Bemessungsgleichung für den Dehnungszuwachs im Spannstahl ab:

$$\Delta \epsilon_v^u = c \times e^{-3\alpha} \times \frac{h_v/d - \alpha/2}{1 - \alpha/2} \times \frac{1}{L} \quad (6.3)$$

Der Faktor c wird mit 5,35 für den Mittelwert (Versuchsnachrechnung) angegeben, $c = 3,0$ als 5 % - Fraktilwert (Bemessungsfall). Die in Tabelle 6.2 angegebenen Spannungszuwächse wurden mit dem Mittelwert, also $c = 5,35$, errechnet.

Tabelle 6.2 stellt die experimentellen und nach den verschiedenen Ansätzen rechnerisch ermittelten Spannstahl-Spannungszuwächse zusammen. Allgemein liegt der tatsächliche Spannungszuwachs oberhalb der rechnerischen Vorhersagen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß bei 3 Versuchen vor Erreichen der tatsächlichen Biegebruchlast eine Entlastung erfolgte und bei Versuch SOV-2 und SOV-5 ein Schubversagen auftrat.

Versuch	Versuchswerte			DIN 4227/1		Hegger /12/		Zimmermann /13/		Vielhaber /9/	
	σ_0 [N/mm ²]	$\Delta\sigma_v$ [N/mm ²]	M_{max} [kNm]	$\Delta\sigma_{v,rechn.}$ [N/mm ²]	$M_{max,rechn.}$ [kNm]	$\Delta\sigma_{v,rechn.}$ [N/mm ²]	$M_{max,rechn.}$ [kNm]	$\Delta\sigma_{v,rechn.}$ [N/mm ²]	$M_{max,rechn.}$ [kNm]	$\Delta\sigma_{v,rechn.}$ [N/mm ²]	$M_{max,rechn.}$ [kNm]
SOV-1 	600	318	1300 ¹⁾	110	1,20	340	0,93	110	1,20	218	1,10
SOV-2 	302	132	667 ²⁾ Feldmoment	0	1,43	256	0,79	219	0,84	191	0,88
SOV-3 	594	368	1400 ¹⁾	110	1,31	340	1,00	299	1,04	259	1,09
SOV-4 	916	583	1300 ¹⁾	110	1,45	409	1,13	407	1,13	202	1,31
SOV-5 	987	400	1100 ²⁾	110	1,24	409	0,98	484	0,93	162	1,18

- 1) Entlastung bei Ankündigung des Biegeversagens
2) Druckstrebenversagen

Tabelle 6.2: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Biegebruchmomente und Spannkraftzunahmen der Versuchsbalken

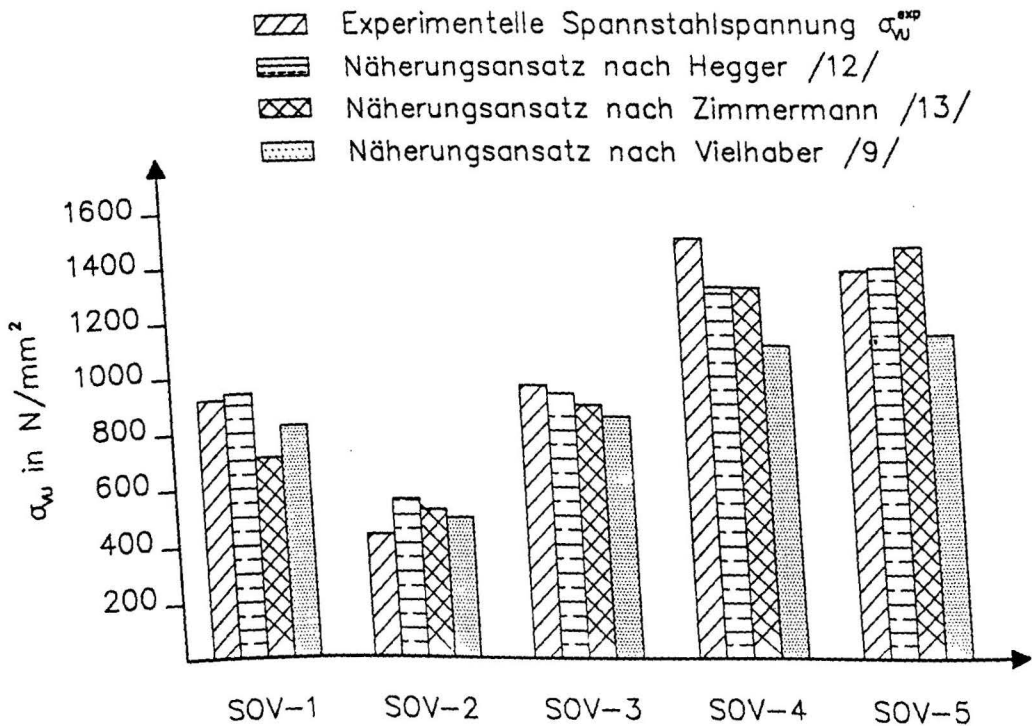


Bild 6.2: Spannstahlspannungen im Bruchzustand aus Versuch und Berechnung

Obwohl rechnerischer und experimenteller Spannungszuwachs teilweise erheblich voneinander abweichen, bleiben die Auswirkungen auf die Summe der Spannstahlspannungen, die letztlich das Bruchmoment bestimmen, gering. Dies wird in Bild 6.2 deutlich, in dem die Spannstahlspannungen für den Bruchzustand dargestellt sind. Es zeigt sich, daß die verfügbaren Verfahren zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit bei Vorspannung ohne Verbund auch für Balkentragwerke in Segmentbauweise geeignet sind. Die starke Streuung zwischen experimentellen und rechnerischen Spannungsänderungen ist für Vorspannung ohne Verbund durchaus typisch und kann hier nicht als Anhalt für die Unbrauchbarkeit der Bemessungsansätze für Segmentbauteile angesehen werden. Die Anwendung genauerer Berechnungsverfahren mit deutlich erhöhtem Rechenaufwand und detaillierten Angaben zum Werkstoff- und Bauteilverhalten scheint auch im Hinblick auf die anzustrebende Genauigkeit im Regelfall nicht erforderlich zu sein. Wie bereits unter 6.2 erwähnt, werden im allgemeinen die im Gebrauchszustand aufnehmbaren Lasten durch die Forderung nach einer ausreichenden Überdrückung der Fugen bestimmt und nicht durch den Abstand zur rechnerischen Traglast.

Zur Erzielung einer hohen Rotationskapazität im Fugenbereich ist eine ausreichende Umschnürung der angrenzenden Betondruckzone wichtig. Darüber hinaus ist auch die Verbügelung nahe der Segmentstirnfläche von Bedeutung, um die Rißbreite möglicher Horizontalrisse im Steg zu begrenzen. Diese von den Fugenspaltflächen ausgehenden Risse, die sich üblicherweise erst kurz vor dem Biegeversagen aufgrund der Scheibenbeanspruchung der Biegedruckzone einstellen, könnten eine Ausbreitung des Druckfeldes im Segment behindern.

Vielmehr geht in /10/ auf den Einfluß einer Druckbewehrung auf die maximalen Betonrandstauchungen unter den Bedingungen der Segmentbauweise ein. Bei der Segmentbauweise sind hier besondere Umstände zu berücksichtigen:

- 1) Durch den Stoß der Druckbewehrung in Längsrichtung werden an den Stahlenden konzentriert Spannungen in den Beton eingeleitet, die zu Querkzugspannungen führen. Diese vermindern die mögliche Bruchstauchung.
- 2) Im Bauwerk wird der Fugenquerschnitt üblicherweise durch kombinierte Belastung aus Biegung und Querkraft beansprucht, die ebenfalls eine Verringerung der möglichen Bruchdehnungen gegenüber reiner Biegung bewirken kann.
- 3) Im Bruchzustand wächst die Stauchung des Betons schneller an als die Dehnung in Höhe des Spannstahls. Die Bernoulli-Hypothese verliert ihre Gültigkeit.

Eine Quantifizierung der genannten Einflußfaktoren ist zur Zeit nicht möglich. Es kann aber abschließend festgestellt werden, daß bei den vorliegenden Querschnitts- und Systemabmessungen große Fugenspaltbreiten auftraten, die zu einem ähnlichen Spannstahlspannungszuwachs führten, wie bei vergleichbaren monolithischen Balkenversuchen mit Vorspannung ohne Verbund und zusätzlicher Betonstahlbewehrung. Der Nachweis der Biegetragfähigkeit kann in gleicher Weise erfolgen wie bei monolithischen Spannbetonkonstruktionen ohne Verbund.

6.2 Schubtragverhalten

6.2.1 Allgemeines

Die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken setzt sich aus mehreren Tragwirkungen zusammen, die entsprechend den geometrischen Verhältnissen, dem Bewehrungsgrad und der Belastungshöhe unterschiedlich große Anteile besitzen. Verbleibt das Tragwerk im ungerissenen Zustand I, erfolgt die Querkraftabtragung nahezu ausschließlich über den Betonquerschnitt. Die vorhandene Schubbewehrung wird entsprechend dem Steifigkeitsunterschied zwischen ungerissenem Beton und der Bügelbewehrung nur gering beansprucht. Überschreiten die Hauptzugspannungen im Stegbereich die Betonzugfestigkeit, entstehen Schubrisse, die zu einer Umlagerung des inneren Kräftezustandes führen. Als wesentliche Schubtragwirkungen im Zustand II sind zu nennen:

- Querkraftanteil der Biegedruckzone
- Dübelwirkung der Längsbewehrung
- Vertikalkomponente der Rißverzahnung
- Vertikalkomponente der Spannglieder
- Querkraftanteil der Schubbewehrung

Die Schubtragfähigkeit im Bruchzustand ergibt sich aus der Summe der Einzeltragwirkungen. Das Schubversagen von Spannbetonbalken kündigt sich in der Regel durch Bildung eines oder mehrerer Schubrisse an. Dabei sind nach DIN 4227 Teil 1 zwei, die Art der Schubrisse kennzeichnende Zonen längs des Tragwerks zu unterscheiden:

- In **Zone a** entstehen die Schubrisse unmittelbar im Stegbereich, wobei der Zuggurt zunächst ungerissen bleibt.
- In **Zone b** entwickeln sich die Schubrisse aus schon vorhandenen Biegerissen im querkraftbeanspruchten Bereich, indem sich diese Risse im Steg senkrecht zu den Hauptzugspannungen fortpflanzen.

Die Formen des Schubversagens lassen sich allgemein 3 Brucharten zuordnen:

- **Biegeschubversagen**

Diese Versagensart tritt im wesentlichen bei Balken ohne oder mit nur geringer Schubbewehrung auf. Bei Schubrißbildung erreicht die vorhandene Schubbewehrung schnell die Streckgrenze. Dies führt bei Laststeigerung zur raschen Vergrößerung der Schubrißbreiten. Der Schubriß wandert bei weiterer Laststeigerung in Richtung der Biegedruckzone und verkleinert diese so stark, daß sie schließlich schlagartig versagt.

- **Schubzugbruch**

Das Versagen tritt auch bei dieser Bruchart durch Überschreiten der Streckgrenze der Schubbewehrung ein. Allerdings ist die Schubbewehrung so stark, daß sie die Rißbreiten zunächst beschränkt und damit auch nach der Schubrißbildung eine deutliche Laststeigerung ermöglicht. Beim Bruch reißen entweder die Bügel, oder die Biegedruckzone versagt wie beim Biegeschubbruch.

- **Druckstrebenbruch**

Bei stark schubbewehrten, profilierten Querschnitten mit dünnen Stegen kann die Tragfähigkeit der schrägen Druckstrebe zwischen den Schubrisen erreicht werden. Der Druckstrebenbruch tritt schlagartig auf und kündigt sich nicht durch zunehmende Rißbreiten an. Die Druckstrebentragfähigkeit stellt eine obere Grenze für die aufnehmbare Querkraft dar.

Um zur Bestimmung der Tragfähigkeit die verschiedenen Tragwirkungen sowohl qualitativ wie quantitativ richtig beschreiben zu können, ist die Entwicklung eines Bemessungsmodells erforderlich. Für Spannbetonbalken wurde ein solches Modell von Hegger in /13/ angegeben und anhand von Versuchsergebnissen verifiziert. Das aus diesem Modell abgeleitete Bemessungsverfahren wurde mit einigen Modifikationen als sogenannte "Standardmethode" im EC 2 /5/ übernommen.

Bei diesem Ansatz setzt sich die Schubtragfähigkeit Q_u aus 3 Anteilen zusammen:

$$Q_u \quad \begin{cases} = Q_s + Q_b + Q_v \\ \leq Q_D \end{cases} \quad (6.4)$$

mit Q_s = Querkraftanteil der Schubbewehrung
 Q_b = Betontraganteil
 Q_v = Querkraftanteil geneigter Spannglieder
 Q_D = Tragfähigkeit der Betondruckstrebe

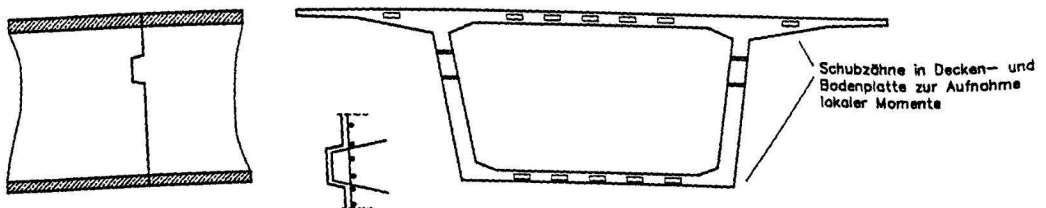
Der Querkraftanteil Q_s der Schubbewehrung wird mit Hilfe eines Fachwerkmodells, dessen Druckstrebenneigung 45° beträgt, bestimmt. Die neben diesem 45° -Fachwerk vorhandenen Tragwirkungen aus Rißverzahnung, Dübelwirkung, geneigter Biegedruckzone sowie die durch flachere Neigung der Druckstreben erhöhte Tragfähigkeit der Schubbewehrung werden zu einem Betontraganteil Q_b zusammengefaßt. Der Querkraftanteil geneigter Spannglieder kann direkt aus der Vertikal-komponente der Spanngliedkraft ermittelt werden. Die obere Grenze der Schubtragfähigkeit ergibt sich aus der Druckstrebentragfähigkeit Q_D , die durch Begrenzung der maximal aufnehmbaren Schubspannung bestimmt wird. Wie von den Verfassern in /16/ gezeigt, ist dieser Ansatz auch für Spannbetonbalken mit Vorspannung ohne Verbund anwendbar.

Segmentbauteile unterscheiden sich von monolithisch hergestellten Tragwerken durch das Fehlen einer die Segmentfugen übergreifenden Betonstahlbewehrung im Verbund. Damit sind in den Fugenquerschnitten Sollrißstellen vorgegeben. Im folgenden wird die Anwendbarkeit der oben dargestellten Bemessungsregeln für Segmentbauteile diskutiert. Wie noch gezeigt wird, bedarf insbesondere die Querkraftübertragung im Fugenbereich zusätzlicher Überlegungen.

6.2.2 Bau- und Gebrauchszustand

Bei der Segmentbauweise im Brückenbau ist die Betrachtung der Bauzustände von besonderer Wichtigkeit. Gebräuchliche Bauverfahren sind der Freivorbau, die Montage mit einem Verlegegerät und das Verlegen auf herkömmlicher Rüstung. Die letztgenannte Variante hat an Bedeutung verloren, da die entscheidenden Vorteile der industriellen Vorfertigung durch die aufwendige Rüstung weitgehend aufgehoben werden. Beim Freivorbau wird der Brückenträger von einem Pfeilersegment ausgehend als Waagebalken symmetrisch nach beiden Seiten durch Anfügen und Zusammenspannen der vorgefertigten Segmente errichtet. Die Verwendung eines Verlegegeräts in Form einer verfahrbaren Stahlkonstruktion führt unter Umständen zu einer erheblichen Verkürzung der Bauzeit.

a) Fugenausbildung mit bewehrter Einzelkonsole



b) Fugenausbildung mit Feinverzahnung im Steg

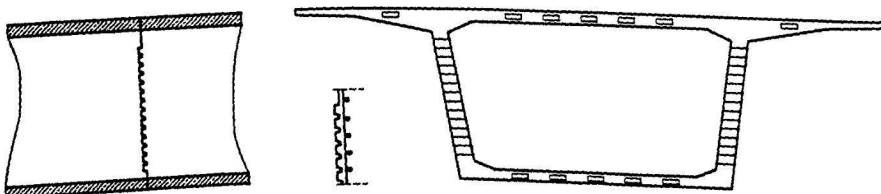


Bild 6.3: Mögliche Ausbildungsformen der Segmentfugen

In beiden Fällen muß das Gleichgewicht an der Fuge durch Aufbringen einer Mindestvorspannung im Zusammenwirken mit der Fugenprofilierung in Form von Einzelkonsolen oder einer Feinverzahnung (Bild 6.3) gewährleistet werden. Das Aufbringen der erforderlichen Montagevorspannung erfolgte bei früheren Ausführungen durch die zur Aufnahme der negativen Biegemomente im Stützbereich ohnehin erforderlichen Spannglieder, die an den Segmentstirnflächen verankert wurden. Damit ergibt sich eine Staffelung der Spannbewehrung, die von den Segmentlängen und der Größe der negativen Biegemomente im Bau- und Endzustand abhängig ist. Nach Fertigstellung eines Feldes werden dann zur Herstellung der Durchlaufwirkung die Spannglieder für die Feldmomente eingezogen.

Bei der Weiterentwicklung der Segmentbauweise erwies es sich zur Vereinfachung und Beschleunigung des Montagevorgangs als zweckmäßig, mit provisorisch eingebauten, wiederverwendbaren Hilfsspanngliedern in Segmentlänge zu arbeiten. Diese können sowohl innerhalb als auch außerhalb des Betonquerschnitts am oberen und unteren Querschnittsrand geführt und in den Eckpunkten der Stege und der Fahrbahnplatte verankert werden. Die endgültige Spannbewehrung wird dann insgesamt nach Setzen des Schlußsegments in Feldmitte eingebaut. Die Verwendung externer Vorspannung vereinfacht diesen Montagevorgang erheblich.

Die Profilierung der Stirnflächen dient zum einen der Erleichterung der Montage, da sie das Justieren der Segmente vereinfacht, zum anderen zur sicheren Übertragung der Querkraft im Bauzustand, da dem glatten Teil der Fugenfläche wegen des noch nicht erhärteten Fugenklebers keine nennenswerten Reibungskräfte zugewiesen werden können. Wird die Fugenprofilierung mit Einzelkonsolen ausgeführt, so können diese bewehrt und nach herkömmlichen Verfahren zur Aufnahme der Querkraft im Bauzustand bemessen werden. Untersuchungen der Verfasser in /19/ zeigen jedoch, daß die Anordnung von Konsolen in den Segmentfugen zu Kraftumlenkungen und örtlichen Spannungskonzentrationen führt, die den Kraftfluß in der Segmentfuge nachteilig beeinflussen können. Die Ausbildung der Stirnflächen mit Verzahnung in Steg und Platte hat sich demgegenüber im Versuch als zweckmäßiger erwiesen und kam bisher in der Mehrzahl der ausgeführten Brückenbauwerke zur Anwendung. Die Verzahnung muß so ausgebildet werden, daß ein Abscheren infolge Eigengewichts der ausragenden Segmente verhindert wird. Eine Bewehrung der Profilierung ist im allgemeinen nicht möglich, so daß eine ausreichende Überdrückung der Segmentfugen zur Übertragung der schiefen Hauptdruckkräfte vorzusehen ist. DIN 4227 Teil 3, Abs. 6.2.2 fordert für Segmentbauteile mit Preßfugen im Bauzustand vor hinreichender Erhärtung des Fugenfüllstoffes in jedem Querschnittspunkt eine Druckspannung von mindestens $0,1 \text{ MN/m}^2$. Beim Nachweis der schiefen Hauptdruckspannungen sind mögliche Querschnittsschwächungen schubbeanspruchter Bereiche durch unverpreßte Spannkanele zu berücksichtigen. Dabei sind auch im Bauzustand die Werte nach Tabelle 9, Zeile 62 in DIN 4227 Teil 1 einzuhalten. Eine Reduktion des Sicherheitsbeiwertes in den Stegen im Bauzustand, wie sie in DIN 4227 Ausgabe 1979 noch zulässig war, erscheint aufgrund neuerer Untersuchungen nicht gerechtfertigt.

Das Kräftegleichgewicht an einer frischen Preßfuge mit einfachem Montagezahn ist in Bild 6.4 dargestellt, das aus der Arbeit von Guckenberger, Daschner, Kupfer /22/ entnommen ist. Das Eigengewicht G des neu montierten Segmentes $n+1$ muß mit den provisorischen Spanngliedkräften Z_1 und Z_2 und der resultierenden Reaktionskraft R an den Flanken des Montagezahns im Gleichgewicht stehen. Wegen des Flankenwinkels γ und der damit verbundenen Neigung der Kraft N_2 ist die Anpreßkraft N_1 kleiner als die Summe der Spannkraften Z . Zur Erzielung einer gleichmäßigen Fugenpressung und konstanten Fugendicke sollte die Kraft N_1 vor Erhärten des Fugenmörtels in Höhe des Schwerpunktes der Querschnittsfläche angreifen. Die Montage weiterer auskragender Segmente erhöht die zu übertragende Querkraft und vermindert die wirksame Fugenpressung. Diese unter Umständen kritischen Montagezustände sind bis zum Erreichen einer ausreichenden Schubsteifigkeit des erhärteten Fugenmaterials zu verfolgen.

Die Kräfteverhältnisse ändern sich, wenn wie in Bild 6.4b dargestellt, die Fuge mit geneigten Spanngliedern durchsetzt wird. Die Kraft N_2 wirkt dann senkrecht auf die obere Flanke des Montagezahnes, ändert aber ihren Angriffspunkt in Richtung der unteren Zahnflanke mit dem Vorbau weiterer Segmente. Zur Problematik im Zusammenhang mit Trägern veränderlicher Höhe sei auf /22/ verwiesen.

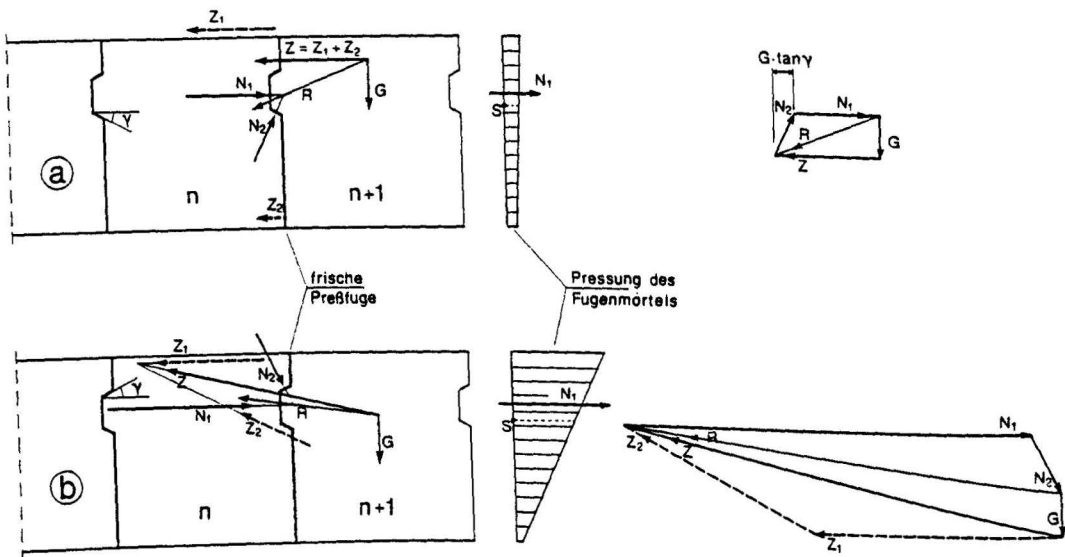


Bild 6.4: Kräftegleichgewicht an der frischen Preßfuge (aus /22/)

- a) Anschluß des Segmentes $n+1$ mit wiederverwendbaren Spanngliedern
- b) Kräfteverlauf bei teilweise schräger Spanngliedführung

Die Mehrzahl der ausgeführten Segmentbrücken wurde bis heute mit Preßfugen unter Verwendung von Epoxidharz-Mörteln als Fugenfüllstoff ausgeführt. Diese Fugenart bietet gegenüber Verfüllfugen den Vorteil, daß sie wegen der sehr dünnen Fugenschicht bereits im frischen Zustand des Fugenmörtels beträchtliche Druckspannungen rechtwinklig zur Fuge übertragen können. Sie sind damit für den Freivorbau besonders geeignet. Wesentliche Aufgaben des Fugemörtels sind:

- das Ausgleichen von Paßungenauigkeiten aneinanderliegender Stirnflächen, die zu örtlichen Spannungsspitzen führen könnten
- die Erleichterung der Montage der Segmente durch die Funktion als "Schmiermittel" im nichterhärteten Zustand
- die Abdichtung der Segmentfugen durch die Verklebewirkung

Nach Erhärtung des Fugenmörtels wirkt das Segmentbauteil wie ein homogenes, monolithisches Bauwerk, solange die Fugen durch Vorspannung überdrückt bleiben. Die in der Fuge vorhandene Zugfestigkeit kann dabei je nach Oberflächenbeschaffenheit der Stirnflächen sogar oberhalb der Zugfestigkeit des Bauteilbetons liegen. Die Segmentfugen beeinflussen die Ausbildung der Schubrisse im überdrückten Zustand nicht. Der Nachweis zur Vermeidung von Schrägrissen im Gebrauchszustand kann daher wie bei monolithischen Tragwerken als Spannungsnachweis nach Zustand I geführt werden. Nach DIN 4227 Teil 1 dürfen die unter gleichzeitiger Einwirkung von Biegung, Querkraft und Torsion nach Zustand I errechneten schiefen Hauptzugspannungen bestimmte Grenzwerte, die unterhalb der im Bauwerk zu erwartenden Betonzugfestigkeit liegen, nicht überschreiten. Ungünstig wirkende Querkkräfte, die sich aus einer Neigung der Spannglieder gegen die Querschnittsnormale ergeben, sind zu berücksichtigen, günstig wirkende Querkkräfte infolge Spanngliedneigung dürfen berücksichtigt werden. Die im Gebrauchszustand geringe Spannungszunahme der Spannglieder ohne Verbund kann bei diesen Nachweisen vernachlässigt werden. Eine Abminderung der zulässigen schiefen Hauptzugspannungen im Fugenbereich von Segmentbauteilen gegenüber den zulässigen Spannungen bei voller Vorspannung erscheint dabei nicht notwendig.

6.2.3 Bruchzustand

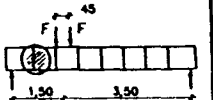
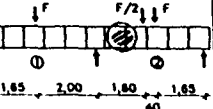
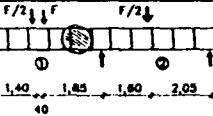
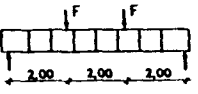
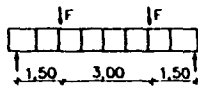
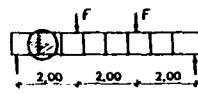
In Tabelle 6.3 sind einige für die Schubtragfähigkeit wesentlichen Daten der durchgeführten Versuche zusammengestellt. Angegeben sind die Laststellungen bei denen ein Schubversagen auftrat. Lediglich bei den Versuchen SOV-3 und SOV-4, die auf Biegung versagten, ist die Laststellung mit der maximal aufgetragenen Querkraft angegeben. Als Vorspannkräfte sind die zu Beginn und Ende der jeweiligen Laststellung gemessenen Spannstahlkkräfte in Ober- und Untergurt aufgeführt. Der zentrische Vorspannanteil σ_{bv}^0 zeigt, daß die Versuchsträger sehr hoch vorgespannt waren, so daß sich nur einzelne Segmentfugen im Bereich des Maximalmoments öffneten, während die querkraftbeanspruchten Zonen weitgehend überdrückt blieben.

Der Vergleich der experimentell ermittelten Schubtragfähigkeiten mit den rechnerischen Traglasten nach DIN 4227 bzw. den beiden, im CEB-Modelcode /4/ enthaltenen Bemessungsansätzen zeigt, daß alle drei Verfahren eine auf der sicheren Seite liegende Tragfähigkeitsaussage liefern. Gemeinsam ist allen drei Verfahren die Anwendung eines Fachwerkmodells. Während DIN 4227 und das "verfeinerte" Verfahren nach CEB-Vorschrift die vom 45°-Fachwerk abweichende Tragfähigkeit durch eine variable Druckstrebenneigung berücksichtigen, arbeitet die Standardmethode nach CEB mit konstanter Druckstrebenneigung und einem sogenannten Betonabzugswert V_{cd} .

Die Schubbemessung nach Eurocode 2 erfolgt im wesentlichen mit den im CEB-Modelcode angegebenen Verfahren. Während die Standardmethode mit einem lediglich geringfügig modifiziertem Abzugswert V_{Rd} übernommen wurde, sind bei der verfeinerten Methode die Grenzen für den Neigungswinkel der Druckstreben weiter gefaßt als in der CEB-Mustervorschrift. Untersuchungen zur endgültigen Festlegung dieses in aller Regel wirtschaftlicheren Verfahrens auf nationaler Ebene sind z.Zt. noch im Gange. Die derzeit in EC-2 empfohlenen Grenzwerte der Druckstrebenneigung scheinen zu flache Neigungen zu gestatten.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß das Schubtragverhalten von Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund bei ungerissenem Zuggurt dem von monolithischen Bauteilen entspricht. Die Segmentfugen beeinflussen die Entstehung der Schubrisse nicht, solange die Fugen überdrückt bleiben. Dies gilt insbesondere bei feinverzahnt ausgebildeten Segmentstirnflächen, da hier im Vergleich zu Fugen mit Einzelkonsolen geringere lokale Spannungskonzentrationen auftreten. Die Bildung von einzelnen Rotationsgelenken, wie sie bei den untersuchten Balken beobachtet wurde, ist auch typisch für monolithische Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund. Bei Segmentbauteilen sind die Rotationsgelenke durch die Segmentfugen vorgegeben. Wegen des hohen Vorspanngrades verbleibt der größte Teil der Fugen überdrückt, so daß die Schubrisse hier nicht aus Biegerissen entstehen (Zone a). Der Nachweis der Schubtragfähigkeit in Zone a kann daher wie bei monolithischen Balken erfolgen. Kordina/Hegger weisen jedoch in /16/ darauf hin, daß die Druckstrebentragfähigkeit bei Balken mit Vorspannung ohne Verbund geringer ist als bei vergleichbaren Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung. Als Erklärung wird die geringere Neigung der Druckstrebe in Bereichen mit gerissenem Zuggurt genannt. Da sich hier die Druckstreben aufgrund des fehlenden Verbundes auf Tragwerksbereiche mit ungerissenem Zuggurt abstützen müssen, bildet sich ein Sprengwerk mit flachen Druckstreben und einer erhöhten Druckstrebenbeanspruchung. In /16/ wird daher vorgeschlagen, die für Balken mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund zulässigen schiefen Hauptdruckspannungen bei Vorspannung ohne Verbund um rund 10 % zu reduzieren, um dem oben beschriebenen Tragverhalten Rechnung zu tragen. Außerdem ist die effektive Stegbreite bei im Steg angeordneten Spanngliedern für den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit um den Spannglieddurchmesser zu verringern. Diese Argumentation kann analog auch auf die Ermittlung der Druckstrebentragfähigkeit bei Segmentbauteilen ohne Verbund angewandt werden.

Bibl. d. TU.
Braunschweig

	Laststellung	Bügel- bewehr. μ_s [%]	Festigkeiten		Vorspannung				Versuchswerte			Q_u^{exp} / Q_u^{rechn}		
			$\beta_{s,s}$	β_p	N_{vo}	N_{vu}	Q_v	$\sigma_{bv}^{(o)}$	ϵ_{su}	ϵ_{bD}	Q_u^{exp}	DIN4227	CEB-S	CEB-V
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]		[kN]	[N/mm ²]	[‰]	[‰]	[kN]	[/]		
SOV1/3		2,09	468	37	— [*] 1271	— [*] 1883	0	6,55	2,2	−3,0	788	2)	3)	2)
SOV2/2		1,34	474	38	800 [*] 637	803 [*] 1035	0	7,41	2,8	−2,2	682	3)	3)	3)
SOV2/3		2,09	435	38	747 [*] 1100	657 [*] 1579	0	9,52	2,0	−2,8	658	2)	3)	2)
SOV3/1		1,57	519	43	307 [*] 1425	171 [*] 2309	0	8,93	2,4	−2,8	700	1)	2)	2)
SOV4/4		1,00	468	46	312 [*] 1075	225 [*] 1891	175	9,50	1,8	−2,0	750	1)	3)	3)
SOV5/1		0,56	488	50	305 [*] 1382	190 [*] 1942	142	12,59	>3,0	−1,4	550	3)	3)	3)

* : obere Lage

Q_v : Vertikalkomponente der Vorspannkraft

$$Q_v = N_{vu} \cdot \sin \alpha$$

$\sigma_{bv}^{(o)}$: zentrischer Vorspannteil

$$\sigma_{bv}^{(o)} = N_{vo} / A_b$$

ϵ_{su} : mittlere gemessene Bügeldehnung

ϵ_{bD} : mittlere gemessene Druckstrebenstauchung

1) Biegebruch

2) Druckstrebenbruch

3) Bügelversagen

Tabelle 6.3: Versuchswerte zur Querkrafttragfähigkeit und rechnerische Vergleichswerte

Die beim Nachweis der Schubtragfähigkeit anzusetzende Vorspannkraft muß zur sicheren Seite hin abgeschätzt werden. Der wesentliche Anteil des Spannungszuwachses in verbundlos geführten Spanngliedern tritt erst oberhalb der Dekompressionslast auf und ist abhängig von der untersuchten Laststellung. Die Nachweise der Biege- und Querkrafttragfähigkeit werden häufig für unterschiedliche Laststellungen zu führen sein, so daß in aller Regel die maximale Querkraftbeanspruchung nicht mit dem größtmöglichen Spannungszuwachs im verbundlos geführten Spannglied zusammenfällt. Ein im Hinblick auf die Schubtragfähigkeit günstig wirkender Spannungszuwachs sollte daher auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt werden.

Das Schubtragverhalten in Zone b kann sich wesentlich von oben beschriebenem Verhalten unterscheiden. Insbesondere an den Innenstützen von Durchlaufträgern, wo große negative Biegemomente mit hohen Querkraften zusammentreffen, ist die Schubübertragung in der geöffneten Segmentfuge nachzuweisen (Bild 6.5). Im Feldmittenbereich ist dagegen wegen der im allgemeinen geringen Querkraft ein ausreichender Sicherheitsabstand zur Bruchquerkraft gegeben.

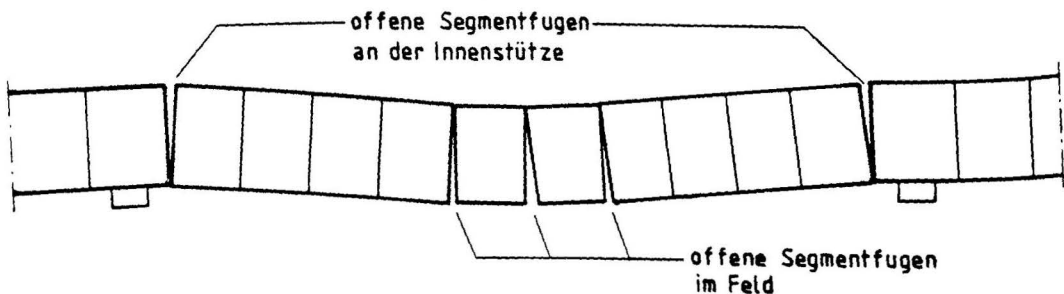


Bild 6.5: Versagensmechanismus eines Durchlaufträger-Feldes in Segmentbauweise

Bei Überschreitung der Biegezugfestigkeit kann die Fuge schlagartig aufreißen und bei weiterer Laststeigerung die verfügbare Druckzonenhöhe deutlich verringern. Es entsteht ein örtliches Biegegeelenk, in dem die Querkraftübertragung ausschließlich durch Reibungskräfte in der Druckzone und, bei geneigter Spanngliedführung, durch die Vertikalkomponente der Spanngliedkraft erfolgt (Bild 6.6). Die bei monolithischen Bauteilen wirksame Rißverzahnung kann wegen der fehlenden Möglichkeit zur Rißbreitenbegrenzung nicht angesetzt werden. Das gleiche gilt für die Konsolwirkung der Fugenprofilierung. Diese wird weitgehend unwirksam, wenn der Biegeriß nicht direkt in der Fuge verläuft, sondern, wie bei verklebten Fugen möglich, im fugennahen Beton.

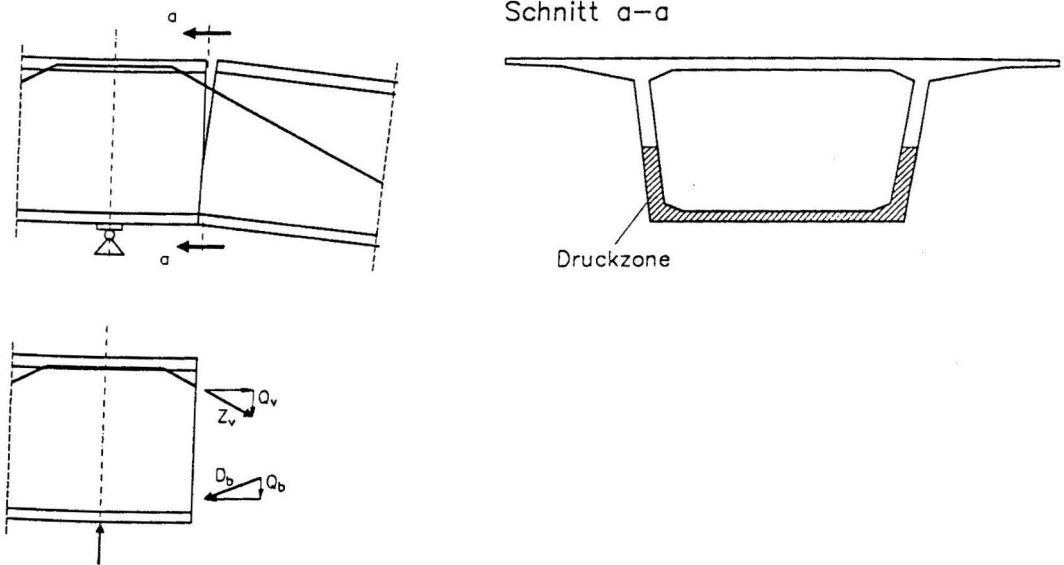


Bild 6.6: Querkraftübertragung am Mittelaufleger bei geöffneter Segmentfuge

Die Segmentfuge wird, je nach Länge des Auflagersegments, seitlich versetzt zum Auflagerpunkt verlaufen, so daß bei großen Querkraften und der damit verbundenen steilen Momentengradienten das Moment in der Fuge deutlich unterhalb des maximalen Stützmoments liegen wird. Bei dem hier untersuchten Zweifeldträger waren in allen Laststellungen die neben der Mittelstützung gelegenen Segmentfugen weitgehend überdrückt. Wegen der großen verbliebenen Biegedruckzone in Verbindung mit dem hohen Vorspanngrad bestand hier nicht die Gefahr des Abscherens der Segmente. In Anlage A41 - A44 wird eine Vergleichsrechnung mit realistischen Abmessungen für gerade und geneigte Spanngliedführung bei einem Brückenüberbau durchgeführt, die zeigt, daß der Querkraftanteil geneigter Spannglieder je nach Spanngliedführung verhältnismäßig hoch sein kann. Unter Umständen wird also die Querkraftaufnahme durch Reibungskräfte in der Biegedruckzone wegen des geringen Anteils der verbleibenden Querkraft und der abgeminderten Momentenspitze ohne Probleme möglich sein. Es besteht jedoch in diesem Bereich die Gefahr eines Druckbruches infolge zu hoher Hauptdruckspannung aus Biegung und Querkraft.

Bei gerader Spanngliedführung muß diese Fragestellung jedoch genauer untersucht werden. Versuche zur Schubübertragung bei einachsig gedrückten Betonprismen mit geneigten Fugen enthält die Arbeit von Guckenberger, Daschner, Kupfer /22/. Vielhaber greift in /10/ diese Überlegungen auf und gibt die in der geöffneten Fuge in Abhängigkeit vom Reibungsbeiwert und der wirksamen Normalspannung aufnehmbare Schubspannung an.

a) für Epoxidharz-Fugen: $\tau_b = 2,5 + 0,8 \times \sigma_N$ (6.5)

a) für Trockenfugen: $\tau_b = 0,58 \times \sigma_N$

Zur Vermeidung eines spröden Druckbruches sollte τ_b , unabhängig von der Fugenart beschränkt werden auf:

$$\tau_b = \sqrt{\beta_p \times \sigma_N - \sigma_N^2} \quad (6.6)$$

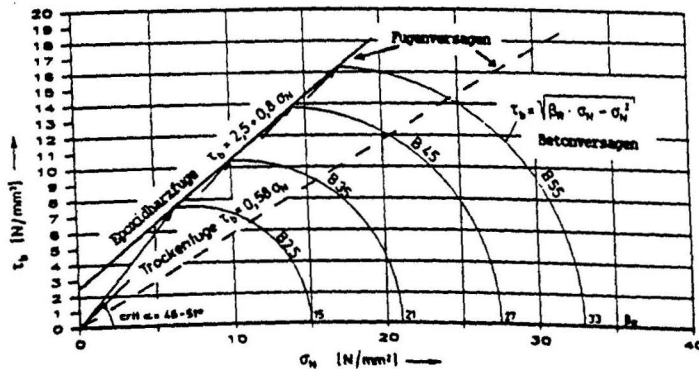


Bild 6.7: Rechnerisches Schub- Druckspannungsdiagramm für Segmentfugen (aus /10/)

6.2.4 Entwicklung von Tragmodellen

Das vorstehend beschriebene Tragverhalten soll hier nochmals mit einfachen Tragmodellen veranschaulicht werden, die in Anlehnung an den Hauptspannungsverlauf und das Rißbild entwickelt wurden. Bild 6.8 stellt den Kräfteverlauf des untersuchten Einfeldsystems, mit querkraftfreiem mittleren Drittel, bei gerader Spanngliedführung dar. Unterschiede zu monolithischen Balken bestehen lediglich in den durch die Segmentfugen vorgegebenen Sollrißstellen und die fehlende Mitwirkung des Betons auf Zug. Im den äußeren Dritteln bleibt der Zuggurt dadurch ungerissen, lediglich der Steg weist Schubrisse auf. Die Bemessung kann auf der Grundlage eines Fachwerkmodells mit den bekannten Bemessungsverfahren erfolgen.

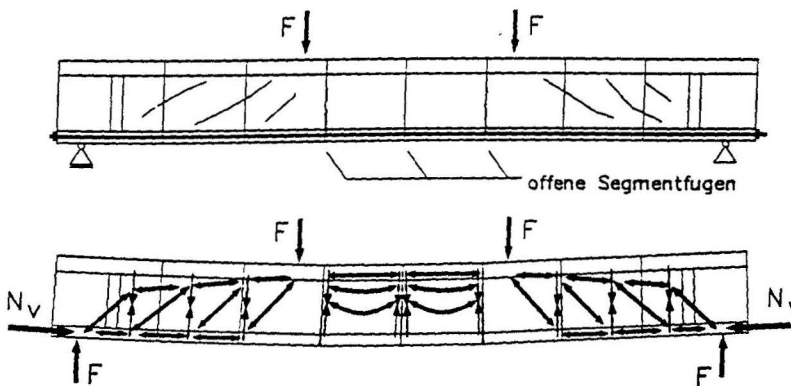


Bild 6.8: Tragmodell zur Beschreibung des Schubtragverhaltens beim Einfeldbalken

Für den Durchlaufträger mit polygonaler Spanngliedführung ist ein Tragmodell in Bild 6.9 angegeben. Es setzt sich aus Zonen mit Fachwerkwirkung im Bereich überdrückter Segmentfugen und örtlichen Sprengwerken mit zum Teil flacherer Druckbogenneigung im Bereich geöffneter Segmentfugen zusammen. Da sich die Biegerisse in wenigen Segmentfugen konzentrieren, neigen Segmentbauteile noch stärker als monolithische Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund zur Bildung von Rotationsgelenken. Das Schubtragverhalten kann dann mit Hilfe eines Tragmechanismus beschrieben werden, der aus zwei Betonscheiben besteht, die im Bereich der maximalen Momente gelenkig miteinander verbunden sind. Die aufzunehmenden Querkkräfte werden über ein Sprengwerk in die benachbarten, ungerissenen Betonscheiben eingeleitet. Die Abmessungen dieses Sprengwerks richten sich nach der Anzahl gerissener Segmentfugen und hängen somit auch von den Abmessungen der Segmente ab. Die anschließenden Betonscheiben weisen lediglich im Steg geneigte Schubrisse auf. Zwischen Druckgurt und ungerissenem Zuggurt bildet sich ein System geneigter Druckstreben, dessen Zusammenwirken mit der Schubbewehrung durch ein Fachwerkmodell beschrieben werden kann. Die Druckbögen stützen sich dabei auf die benachbarten Tragwerksbereiche mit ungerissenem Zuggurt ab.

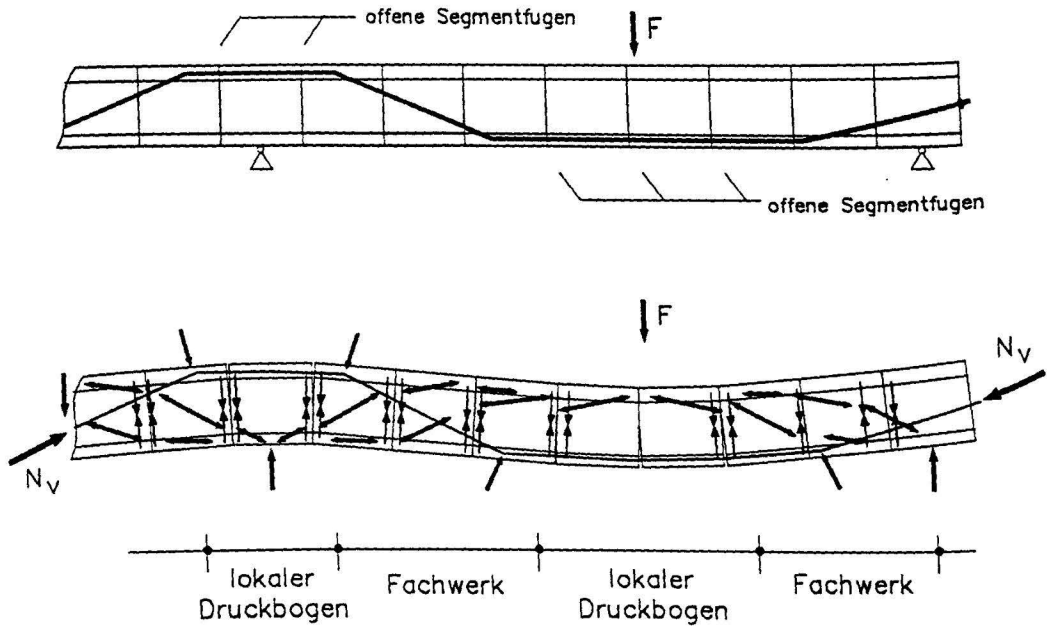


Bild 6.9: Tragmodell zur Beschreibung des Schubtragverhaltens von Durchlaufträgern

6.3 Torsionstragverhalten

Obwohl das Torsionstragverhalten von Segmentbauteilen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht Gegenstand der Untersuchung war, scheinen doch einige Bemerkungen hierzu angebracht. Gerade im Brückenbau, dem Hauptanwendungsgebiet der Segmentbauart, wird die Torsionsbeanspruchung immer in Kombination mit Biegung und Querkraft auftreten. Deshalb scheint eine ausführliche experimentelle Untersuchung dieser Lastkombination unerlässlich. Ein entsprechendes Forschungsvorhaben ist deshalb von den Verfassern beantragt worden. Nachfolgend einige Vorüberlegungen zu diesem Beanspruchungszustand.

Im ungerissenen Zustand ermittelt sich die Schubspannung in der Wand eines einzelligen Hohlkastens zu

$$\tau_i = \frac{M_T}{2 \times A_k \times t_i} \quad (6.7)$$

wobei A_k die von der Mittellinie der Stege und Gurte umschlossene Fläche und t_i die betrachtete Wanddicke darstellt. Daraus läßt sich pro Steg bzw. Gurt eine Schubkraft Q_{Ti} ermitteln, welche mit der Querkraft infolge Biegung superponierbar ist.

$$Q_{Ti} = \frac{M_T}{2 \times A_k} \times b_{ki} \quad (6.8)$$

wobei b_{ki} die Steg- bzw. Gurtlänge darstellt, welche der Ermittlung von A_k zugrundegelegt wurde. Das bedeutet, daß unter Zugrundelegung der im Brückenbau üblichen Hohlkastenquerschnitte das größte

Q_{Ti} in der Fahrbahnplatte auftritt. Deshalb erscheint vor allem im Montagefall eine Schubverzahnung in der Fahrbahnplatte zur Aufnahme der Torsionsschubspannung in der Regel notwendig zu sein.

Hinsichtlich des Verhaltens im Bruchzustand ist es ähnlich wie bei der Querkraftbeanspruchung notwendig, zwischen den Schubbereichen a und b zu unterscheiden.

Im Schubbereich a wird sich die Aufnahme der Torsionsmomente nicht wesentlich von monolithischen Balken unterscheiden. Die Torsionslängszugkräfte können, da die Gurte überdrückt sind, trotz fehlender Längsbewehrung in den Gurten aufgenommen werden. Es kann also zur Bemessung der Bügel ein räumlicher Hohlkasten zugrundegelegt werden.

Schwierig ist der Nachweis im Schubbereich b, der nach Ansicht der Verfasser nur durch experimentelle Untersuchungen hinreichend geklärt werden kann. Hier werden sich die Fugen im Stütz- und Feldbereich öffnen (s. Bild 6.5). Eine Aufnahme der Torsionsmomente ist hier nur durch die Druckzone möglich. Näherungsweise ermitteln sich die Schubkräfte Q_{Ti} durch Aufteilung des Torsionsmomentes in ein Kräftepaar. Unter Zugrundelegung von Bild 6.10 ergeben sich dann folgende Stegshubkräfte Q_{τ} :

$$\text{im Feldbereich} \quad Q_{\tau} = \frac{M_T}{b_{k1}} \quad (6.9)$$

$$\text{im Stützbereich} \quad Q_{\tau} = \frac{M_T}{b_{k2}}$$

Diese Stegshubkräfte infolge Torsion sind denjenigen aus Querkraft zu superponieren und entsprechend mit den in Abschnitt 6.2 vorgestellten Verfahren nachzuweisen.

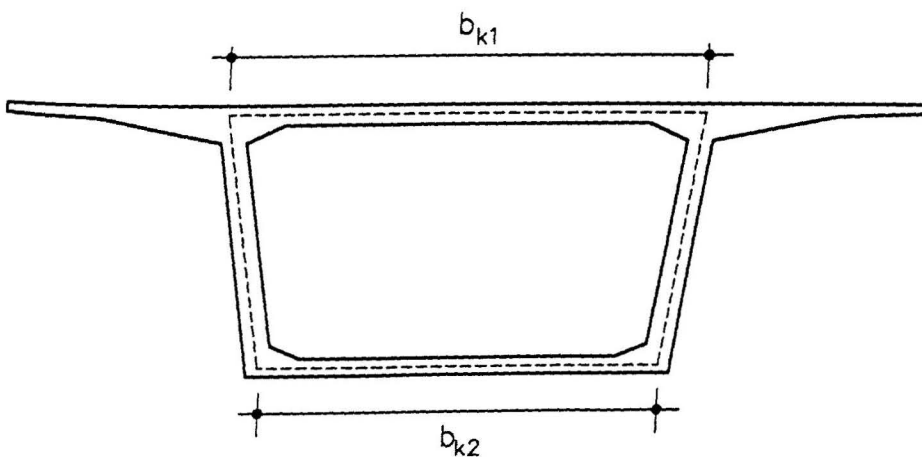


Bild 6.10: Aufnahme der Torsionsmomente

7 Zusammenfassung

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens sollte das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund unter Biege- und Schubbeanspruchung sowohl im Gebrauchslast- als auch im Versagenszustand untersucht werden. Hierzu wurden insgesamt 5 Versuchsbalken mit I- bzw. T-Querschnitt untersucht, davon 4 Einfeld- und ein Zweifeldträger. Die Versuchskörper waren konstruktiv derart ausgebildet, daß sie in drei unterschiedlichen Laststellungen geprüft werden konnten. Dabei diente jeweils die erste Laststellung zur Untersuchung des Verhaltens unter Biegebeanspruchung im Gebrauchs- und im Versagenszustand, während mit den restlichen Laststellungen das Schubtragverhalten geklärt werden sollte.

Während der Versuche wurden bei jeder Laststufe die Durchbiegungen der Balken, die Bügel- und Spannstahldehnungen, die Betonverformungen im Stegbereich sowie die Rißbreiten gemessen. Die Auswertung der Versuchsergebnisse sowie der Vergleich der im Versuch ermittelten Bruchlasten mit den geltenden Bemessungsvorschriften lassen folgende Schlußfolgerungen zu:

7.1 Biegetragverhalten

- Die Biegerisse konzentrierten sich ausschließlich auf die Segmentfugen. Durch das Fehlen einer rißbegrenzenden, in Verbund liegenden Längsbewehrung in der Fuge stieg die Rißbreite am Zugrand bzw. in Höhe der Spannglieder bei Belastung oberhalb des Dekompressionsmomentes sehr rasch an. Das schnelle Öffnen der Biegerisse war mit einer Verlagerung der Spannungsnulllinie in den Druckflansch verbunden, wodurch es infolge der stark ausmittigen Einleitung der Biegedruckkraft zur Bildung von horizontalen Rißvergabelungen kam. Aufgrund des festgestellten Biegerißverhaltens wird vorgeschlagen, zur Sicherung der Gebrauchsfähigkeit eine Mindeststranddruckspannung von $2,0 \text{ MN/m}^2$ im Gebrauchszustand zu verlangen.
- Das Biegebruchmoment der Versuchsbalken ist etwas niedriger als dasjenige vergleichbarer Balken mit in Verbund liegender Spannbewehrung, da sich die Spannkraftzunahme aus der Summe der Betonverformungen entlang der Spanngliedachse ergibt. Die Spannkraftzunahme bei den untersuchten Balken weicht nicht signifikant von der bei vergleichbaren monolithischen Versuchsbalken mit Vorspannung ohne Verbund zu erwartenden Spannkraftzunahme ab. Die vorhandenen Näherungsverfahren zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit konnten daher auch bei den hier untersuchten Segmentbauteilen zur Berechnung der Biegebruchlast verwendet werden. Die Untersuchungen zeigen, daß bei Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund die Menge der einzulegenden Spannbewehrung nicht vom Bruchsicherheits-, sondern vom Gebrauchsfähigkeitsnachweis bestimmt wird.

7.2 Schubtragverhalten

- Im Zustand I bestehen zwischen monolithischen und segmentierten Spannbetonbalken ohne Verbund hinsichtlich des Schubtragverhaltens keine Unterschiede. Die Segmentfugen beeinflussen die Bildung von Schubrissen nicht.
- Da Segmentbauteile mit Vorspannung ohne Verbund zur Bildung einzelner Rotationsgelenke im Bereich der Momentenspitze neigen, verbleibt der größte Teil des Zuggurtes ungerissen. Diese Tragwerksabschnitte können daher hinsichtlich des Schubtragverhaltens der Zone a nach DIN 4227 Teil 1 zugeordnet und wie monolithische Tragwerke behandelt werden. Bei gerissenem Zuggurt bilden sich lokale Sprengwerke aus, die sich mit flachen Druckstreben auf die ungerissenen Tragwerksbereiche abstützen. Daher sollte wegen der gegenüber Vorspannung mit Verbund flacheren Druckstrebenneigung die obere Schubspannungsgrenze um rund 10 % abgemindert werden.
- Bei gleichzeitiger Wirkung von großen Biegemomenten und Querkraft kann die Segmentfuge im Bruchzustand unter Umständen weit aufklaffen, so daß neben dem vertikalen Anteil der Spanngliedkraft nur noch die Biegedruckzone zur Querkraftübertragung zur Verfügung steht. Die hier aufnehmbaren Schubspannungen sind abhängig vom Reibbeiwert in der Fuge und den einwirkenden Normalspannungen. Die durchgeführten Versuche erlauben jedoch keine Aussage zur Größe der aufnehmbaren Schubspannungen, da in keinem Fall ein weites Aufklaffen der Fuge in Bereichen mit großer Querkraft beobachtet wurde.
- Im Bauzustand ist die Schubübertragung ebenfalls durch Reibung in der Segmenfuge in Verbindung mit der Montagevorspannung nachzuweisen. Der wirksame Reibbeiwert ist von der Profilierung und Oberflächenbeschaffenheit der Stirnflächen abhängig.
- Das Tragverhalten unter gleichzeitiger Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion im Zustand II ist noch weitgehend ungeklärt und bedarf ergänzender experimenteller Untersuchungen.

8 Literaturverzeichnis

- / 1/ DIN 4227 Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Ausgabe Juli 1988
- / 2/ DIN 4227 Teil 3: Spannbeton; Bauteile in Segmentbauart; Bemessung und Ausführung der Fugen. Ausgabe Dezember 1983
- / 3/ DIN 4227 Teil 6: Spannbeton; Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund. Ausgabe Mai 1982
- / 4/ CEB/FIP-Mustervorschrift. Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Ausgabe 1978
- / 5/ Eurocode No.2; Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings. Final Draft, Dezember 1988
- / 6/ Muller, J.: Construction of Long Key Bridge. PCI-Journal, November-Dezember 1980, S. 97 - 110
- / 7/ Poldony, W.; Mireles, A. A.: Kuwait's Bubiyan Bridge - a 3 D Precast Segmental Space Frame. PCI-Journal, Januar-Februar 1983, S. 68 - 107
- / 8/ Lorenz, P.; Brücken in Segmentbauart und ihre Ausführung in Europa. Beton und Stahlbetonbau 5/1987, S. 123 - 129
- / 9/ Kordina, K.; Teutsch, M.; Hegger, J.: Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1984
- / 10/ Vielhaber, J.: Vorspannung ohne Verbund im Segmentbrückenbau. Dissertation TU Berlin, 1989
- / 11/ Hoang, L.H.; Pasquignon, M.; Fouré, B.: Essais de flexion sur des poutres en béton précontraintes par des cables extérieurs. Service d'étude des structures, Saint Rémy les Chevreuse, 1985
- / 12/ Rabbat, B.G.; Sowlat, K.: Testing of Segmental Concrete Girders with External Tendons. PCI-Journal March-April 1987, pp.86-107
- / 13/ Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig 1985
- / 14/ Zimmermann, J.: Tragverhalten und Systemtragfähigkeit von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund. Dissertation RWTH Aachen, 1985
- / 15/ Jungwirth, D.: Überlegungen zum Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne Verbund. Arbeitspapier des U. A. DIN 4227 Teil 6
- / 16/ Kordina, K.; Hegger, J.: Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund. Heft 381 d. DAFStb., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1987
- / 17/ Daschner, F.: Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton. Heft 372 d. DAFStb., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1986
- / 18/ Dilger, W.H.; Chui, J.J.: Strength of Skew Joints in Concrete Compression Members. PCI-Journal, May-June 1989

- /19/ Kordina, K.; Weber, V.: Einfluß der Ausbildung unbewehrter Preßfugen auf die Tragfähigkeit von schrägen Druckstreben in den Stegen von Segmentbauteilen. Heft 350 d. DAfStb., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1987
- /20/ Collins, M. P.; Mitchell, D.: Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams. PCI-Journal, V25, Nr. 5, September-Oktober 1980, S. 32 - 100.
- /21/ Virlogeux, M. u.a.: State-of-the-Art-Report on Internal and External Unbonded Tendons. CEB-Report, in Vorbereitung
- /22/ Guckenberger, K.; Daschner, F.; Kupfer, H.: Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau, Heft 311 d. DAfStb., Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1982

Anhang

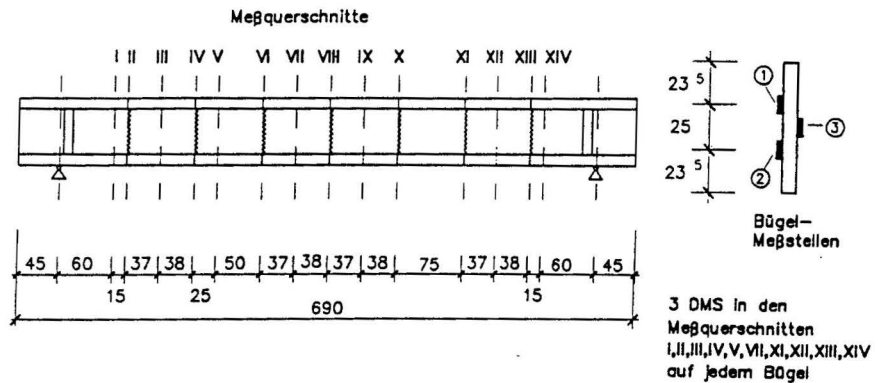
zum Abschlußbericht

Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund

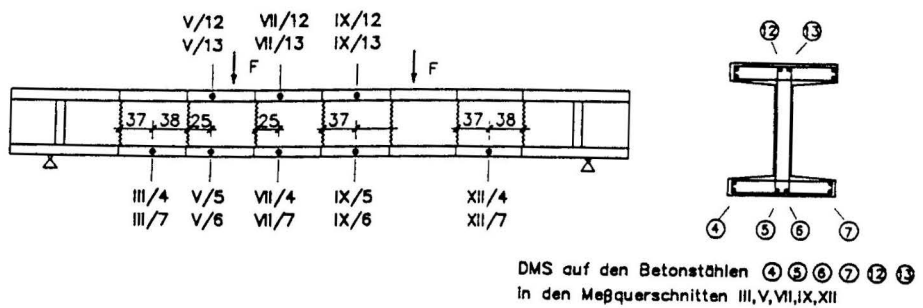
Der Anhang umfaßt 44 Seiten

Bügelmeßstellen

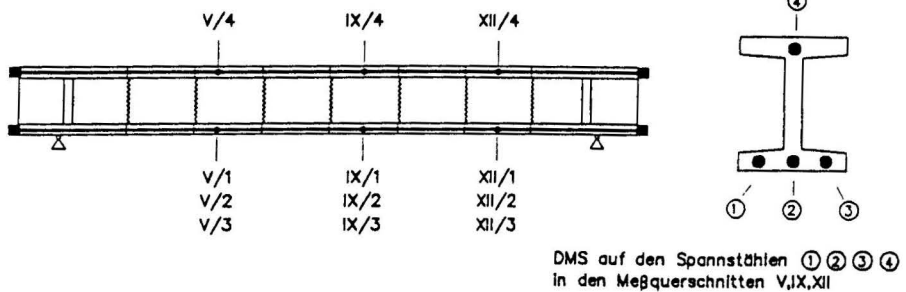
SOV - 1



Dehnmeßstellen-Betonlängsbewehrung

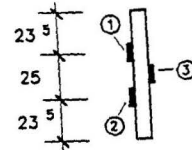
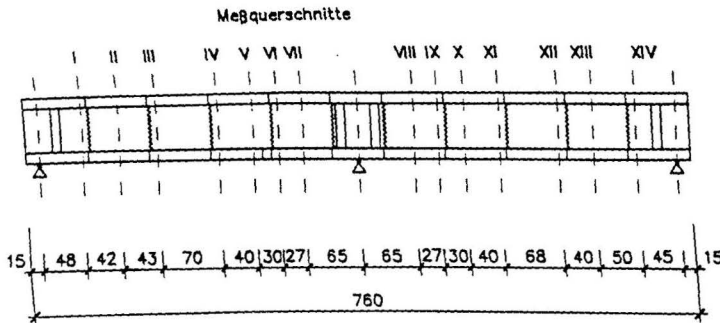


Dehnmeßstellen-Spannstahl



SOV - 2

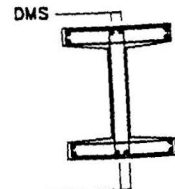
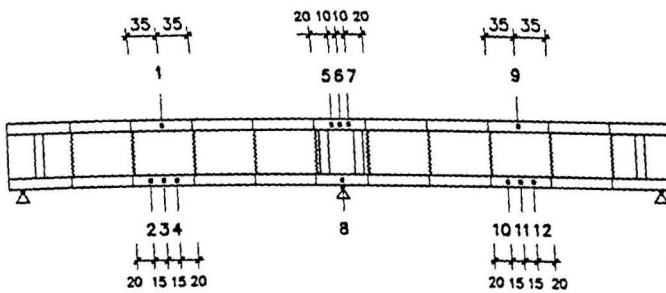
Bügelmeßstellen



Bügel-
Meßstellen

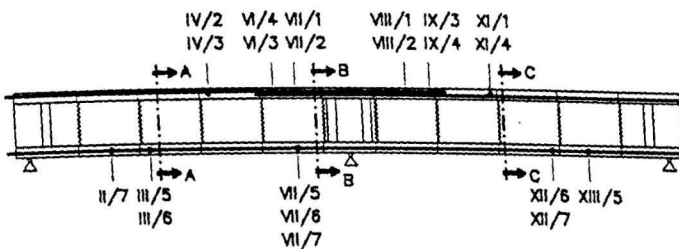
3 DMS in den
Meßquerschnitten
I - XIV
auf jedem Bügel

Dehnmeßstellen-Betonlängsbewehrung

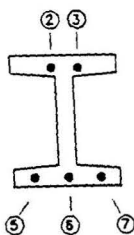


DMS auf den Betonstählen
Meßstellen 1 - 12

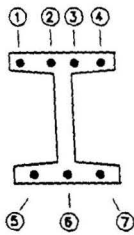
Dehnmeßstellen-Spannstahl



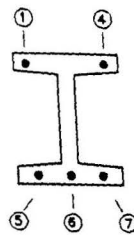
Schnitt A-A



Schnitt B-B



Schnitt C-C

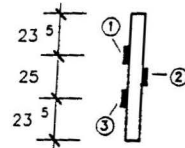
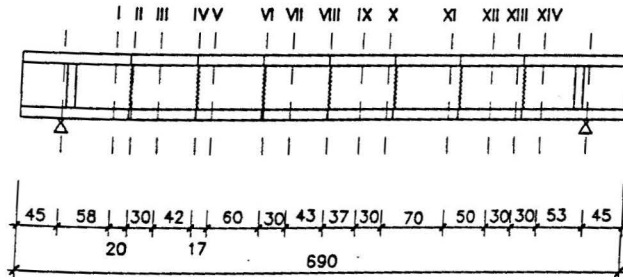


DMS auf den Spannstählen ① - ⑦
in den Meßquerschnitten
II, III, IV, VI, VII, VIII, IX, XI, XII, XIII

Bügelmeßstellen

SOV - 3

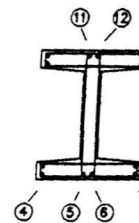
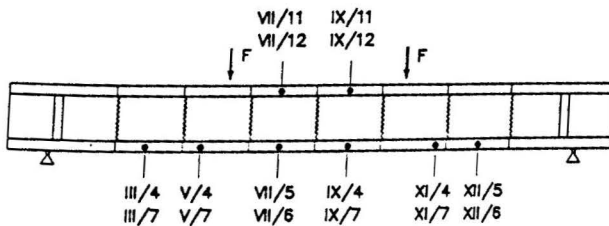
Meßquerschnitte



Bügel-
Meßstellen

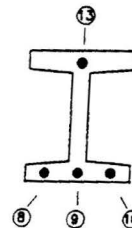
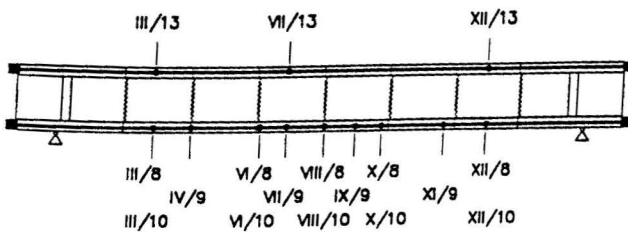
3 DMS in den
Meßquerschnitten
I, II, III, V, VI, VII, X, XI, XII, XIII, XIV
auf jedem Bügel

Dehnhmeßstellen—Betonlängsbewehrung



DMS auf den Betonstählen 4 5 6 7 11 12
in den Meßquerschnitten III, V, VI, IX, XI, XII

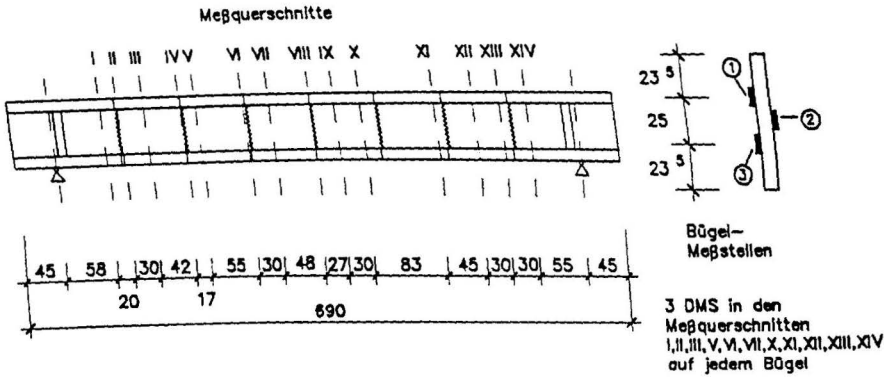
Dehnmessstellen—Spannstahl



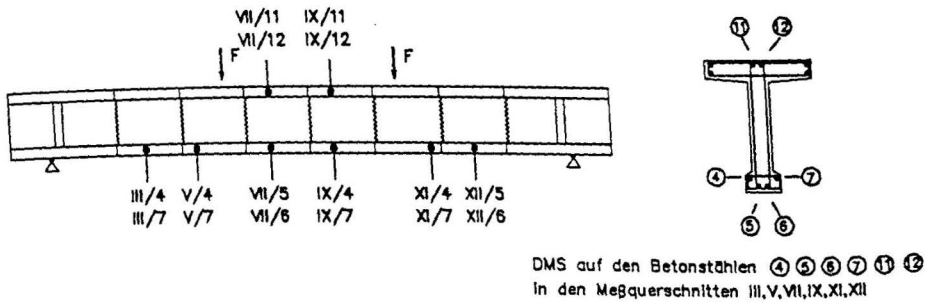
DMS auf den Spannstählen 8 9 10 13
in den Meßquerschnitten
III, IV, VI, VII, VIII, IX, X, XI, XII

SOV - 4

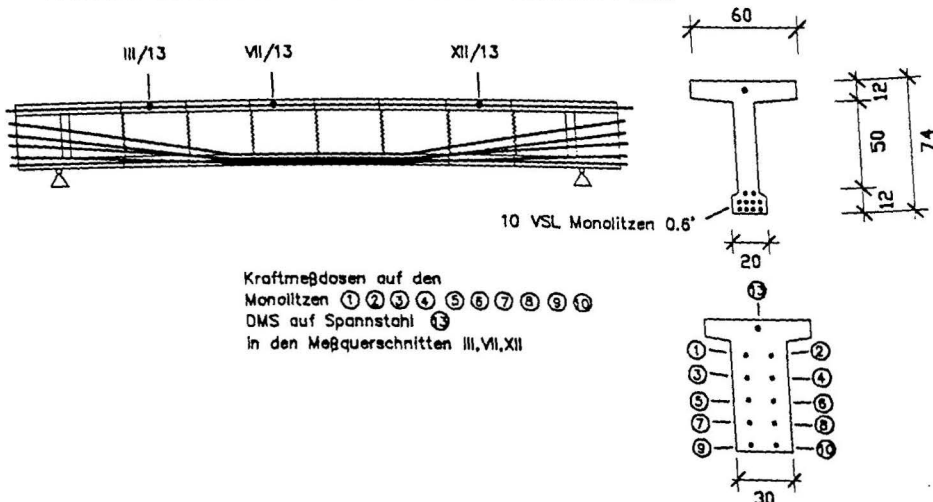
Bügelmeßstellen



Dehnmeßstellen—Betonlängsbewehrung

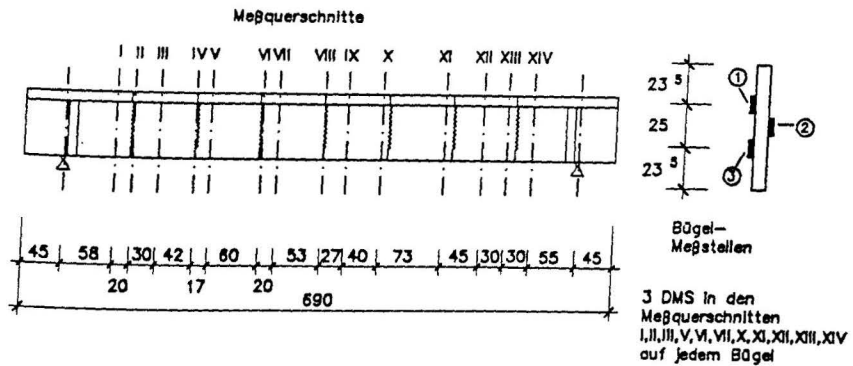


Dehnmeßstellen u. Kraftmeßdosen—Spannstahl

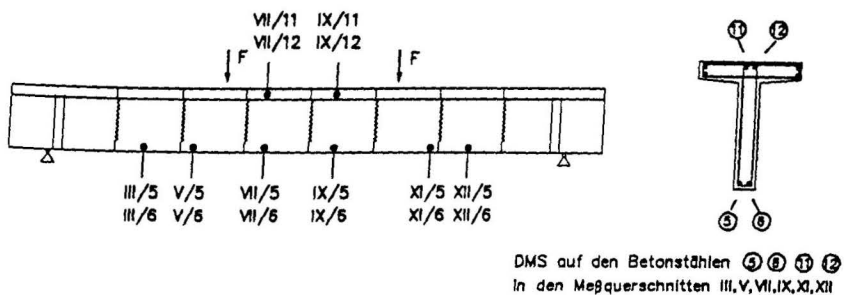


SOV - 5

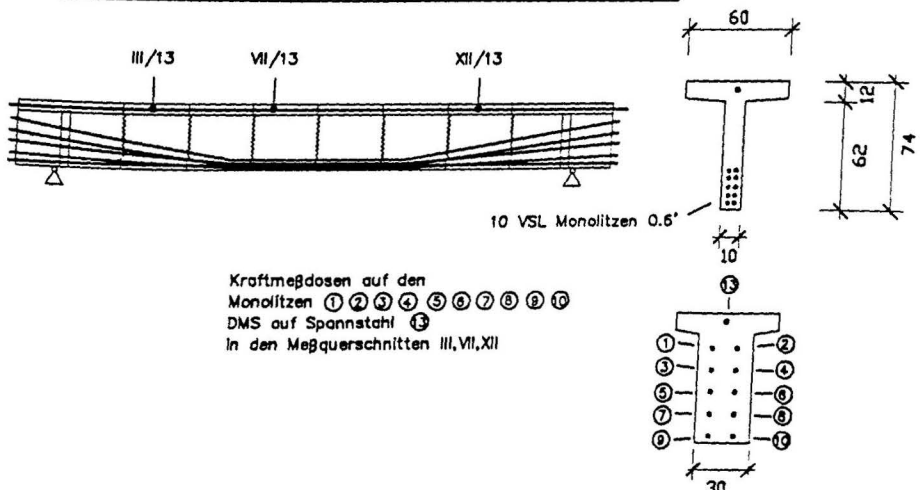
Bügelmeßstellen



Dehnmeßstellen-Betonlängsbewehrung

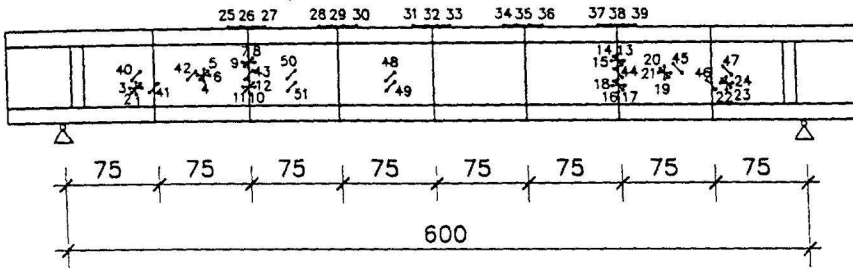


Dehnmeßstellen u. Kraftmeßdosen-Spannstahl

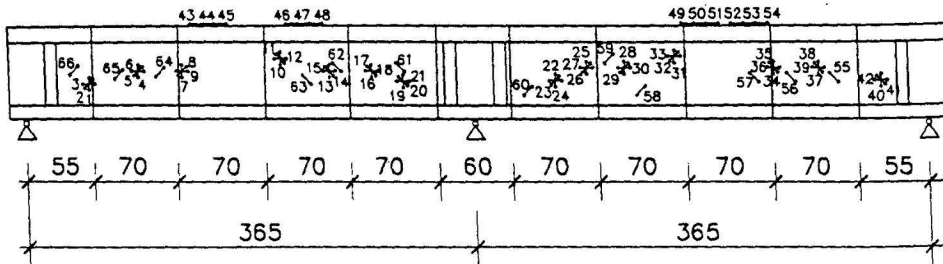


Lage der Beton-Dehnmeßstellen

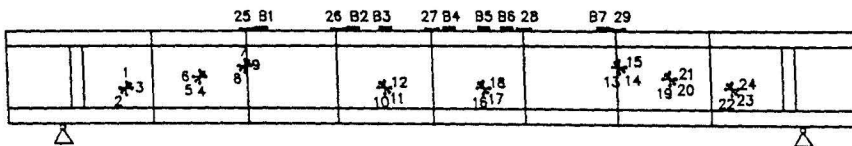
SOV-1



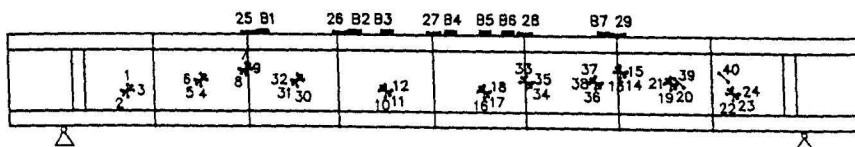
SOV - 2



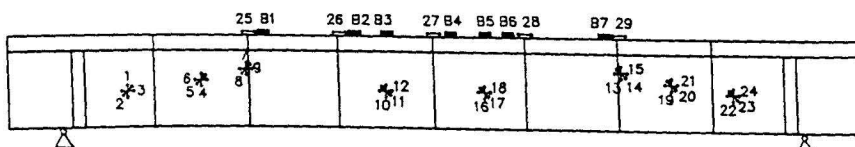
SOV-3



SOV-4

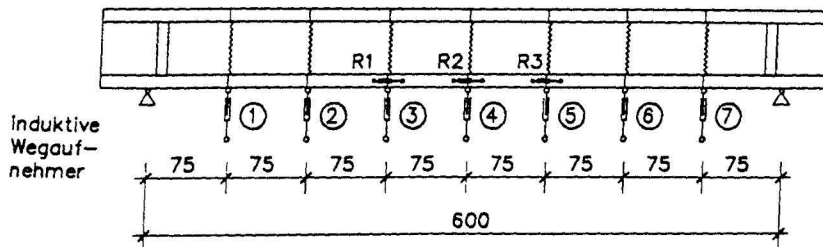


SOV-5

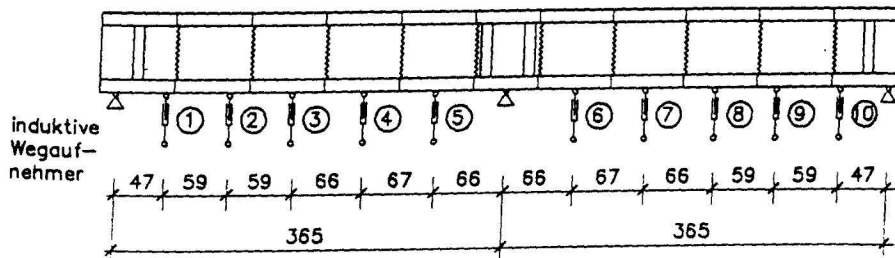


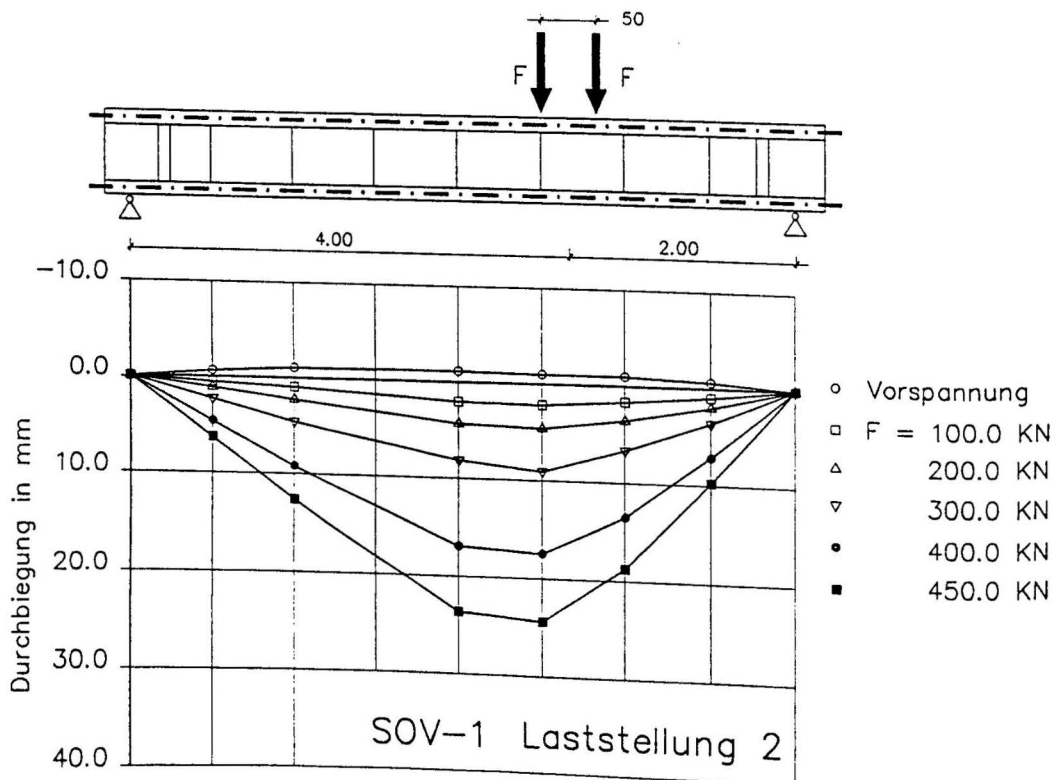
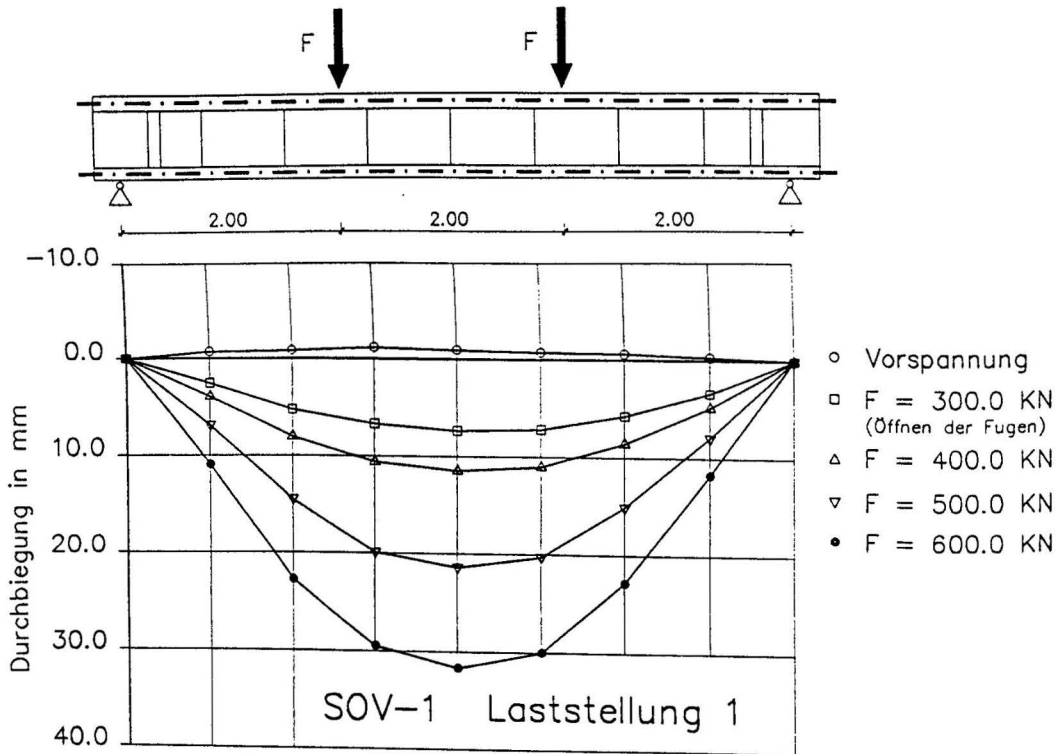
Anordnung der Wegaufnehmer

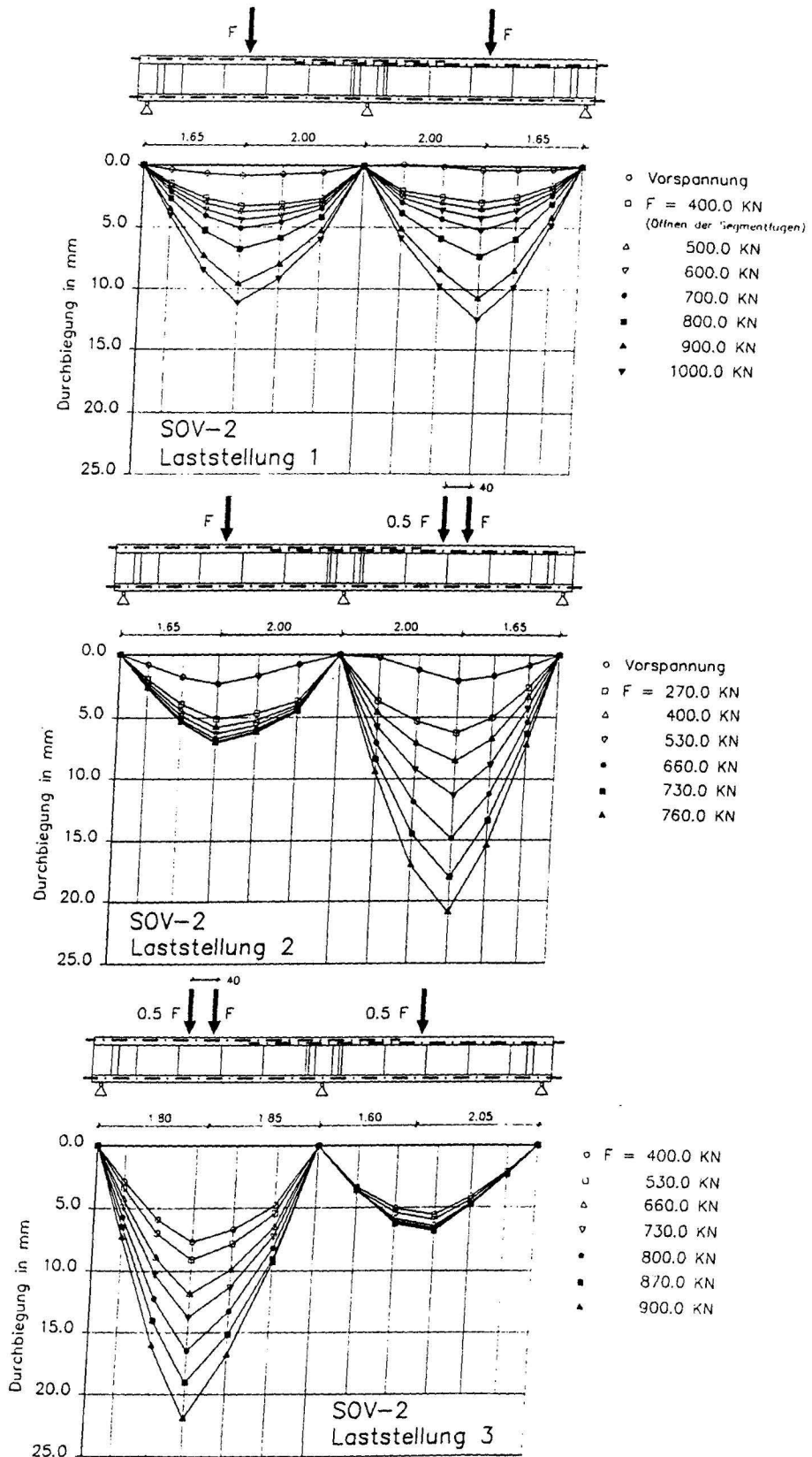
SOV - 1, SOV - 3, SOV - 4, SOV - 5

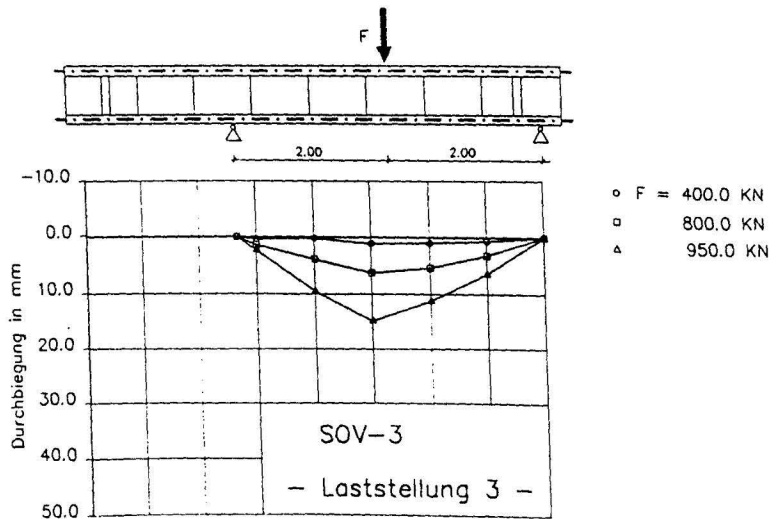
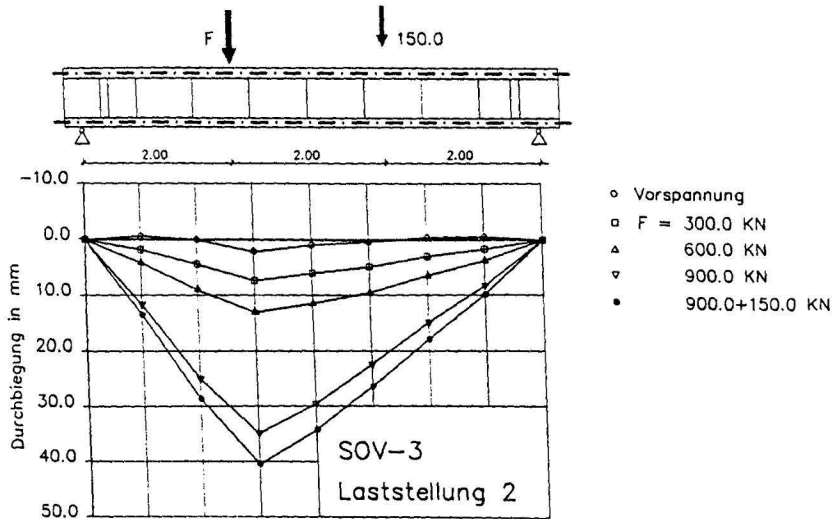
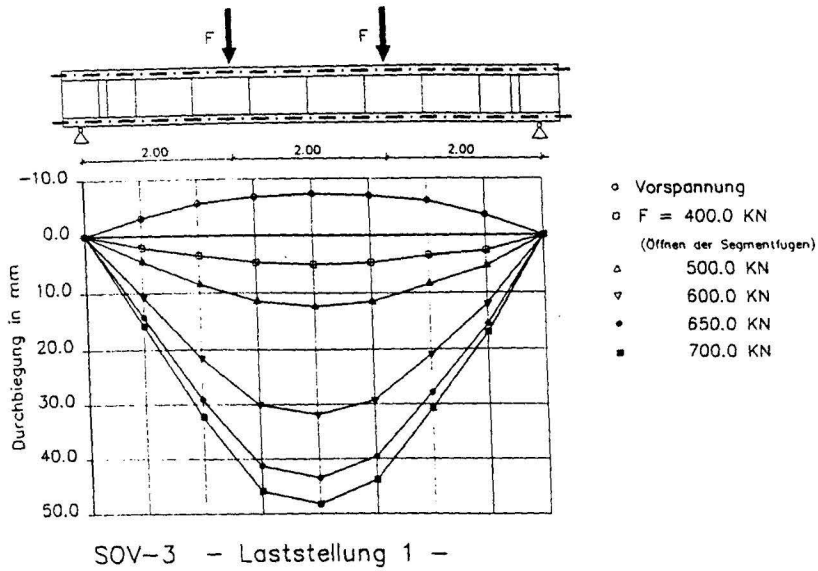


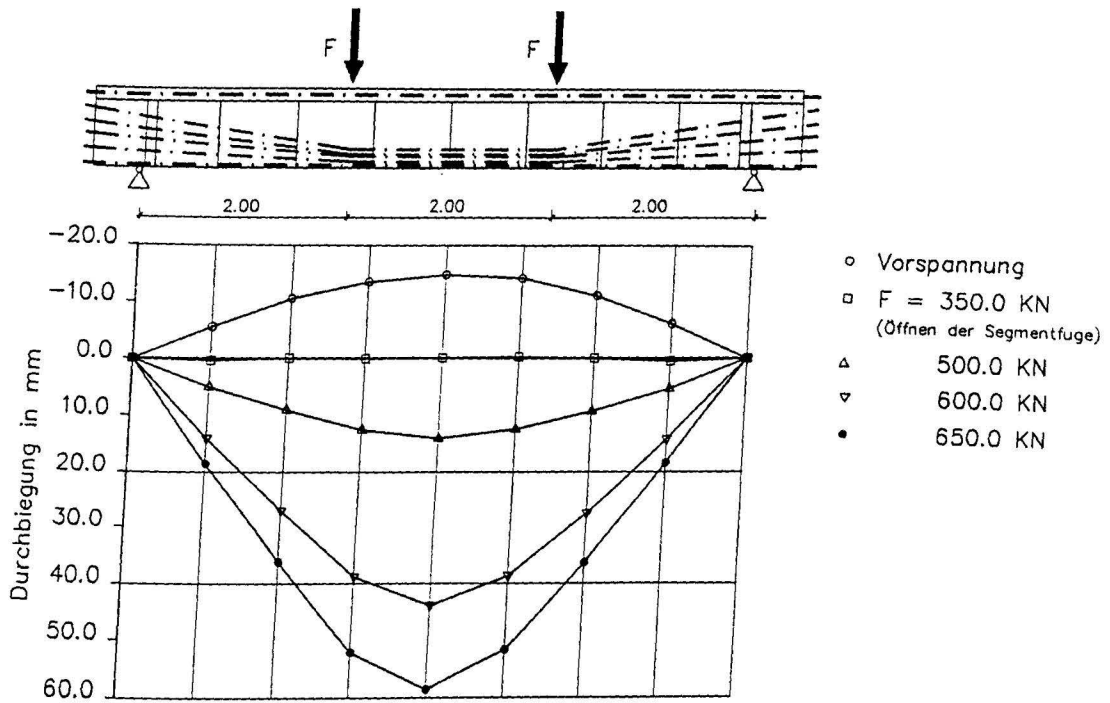
SOV - 2



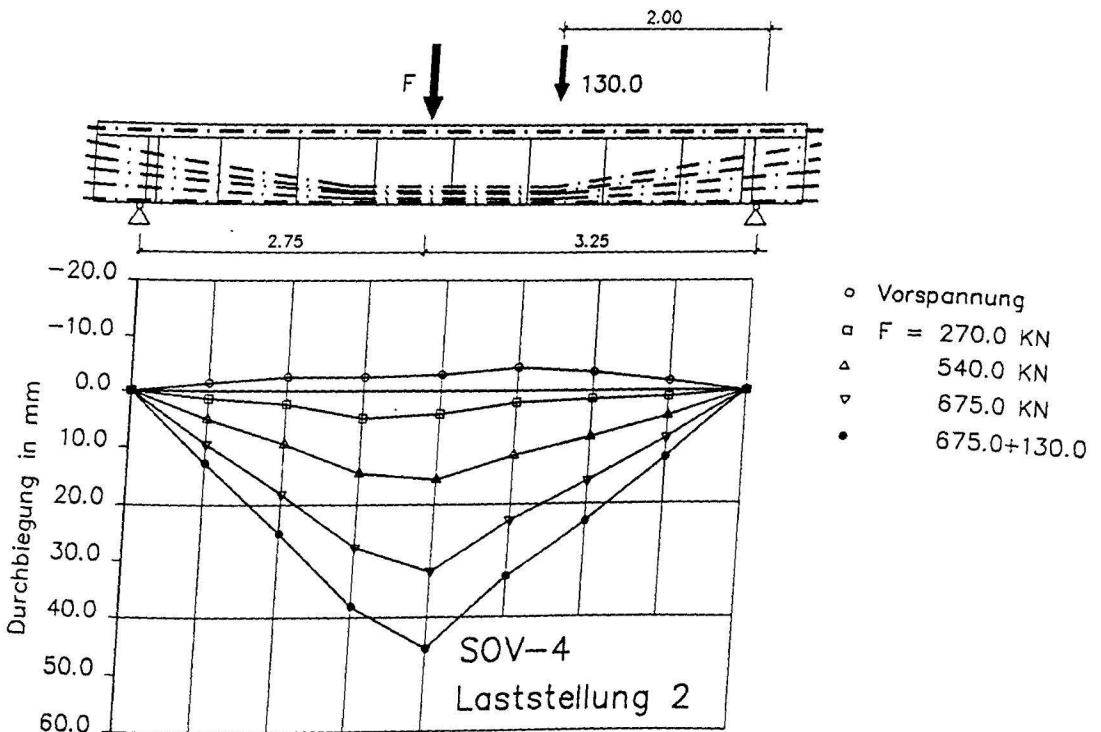


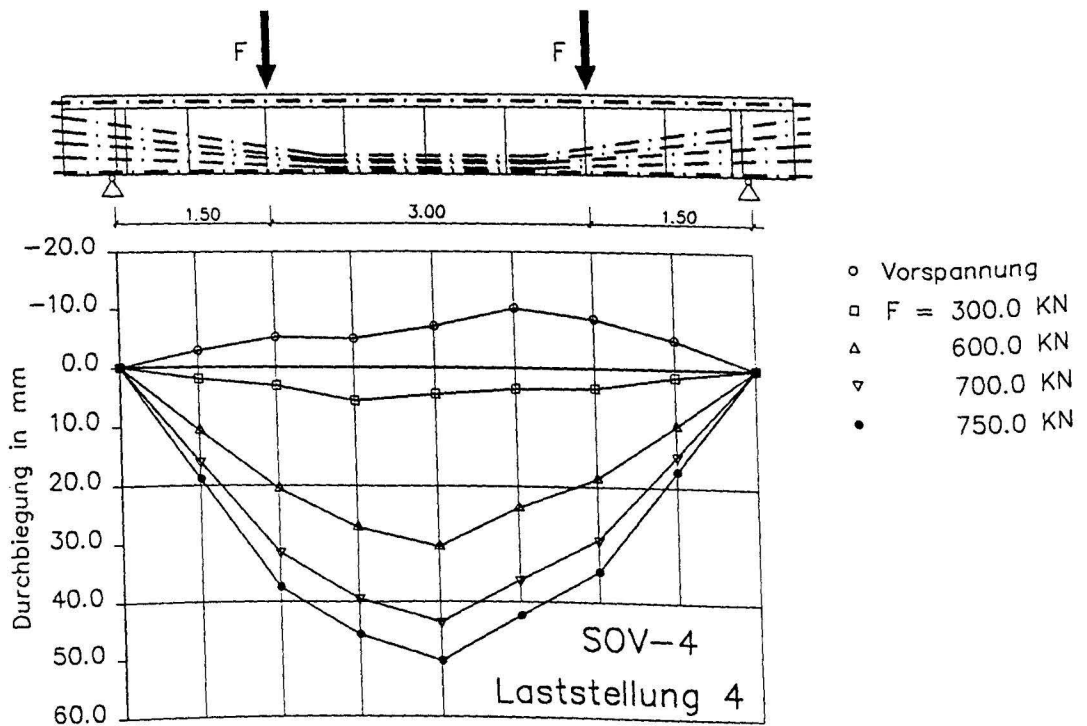
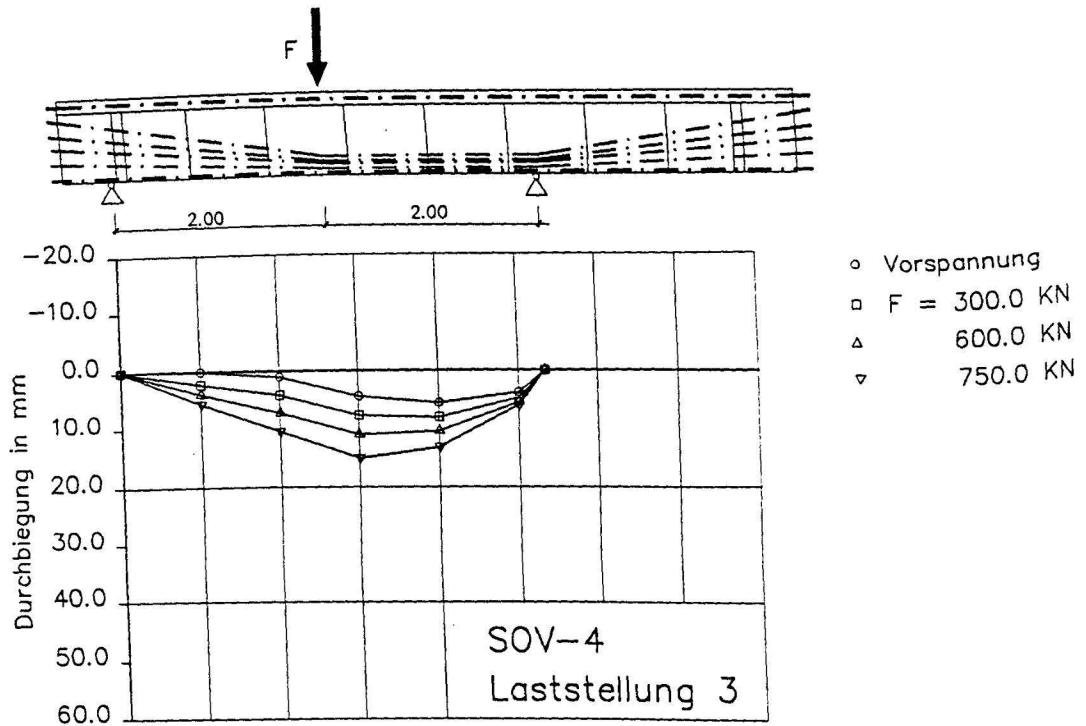




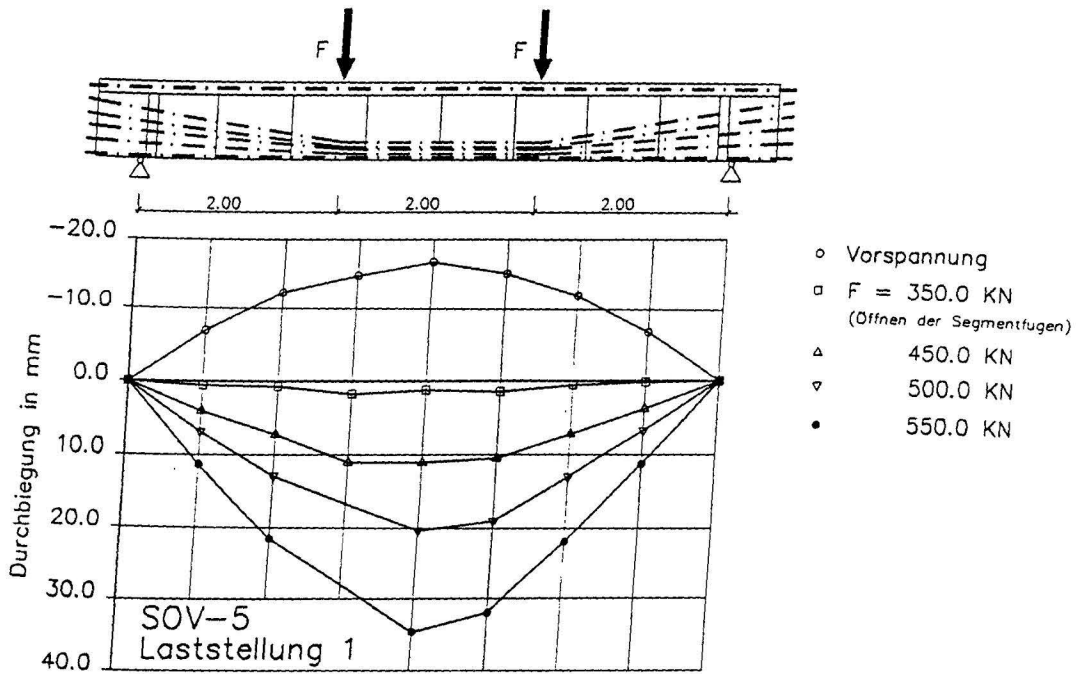


SOV-4 – Laststellung 1 –



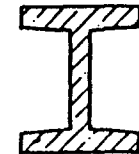
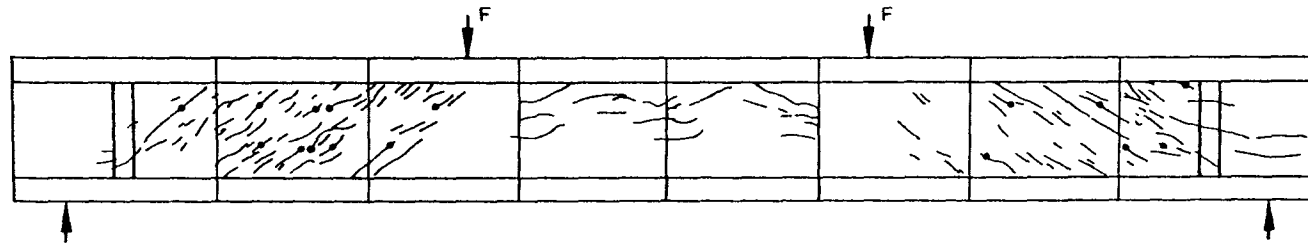


Anlage A5.4a: Biegelinien zum Versuch SOV4, Laststellung 3 und 4

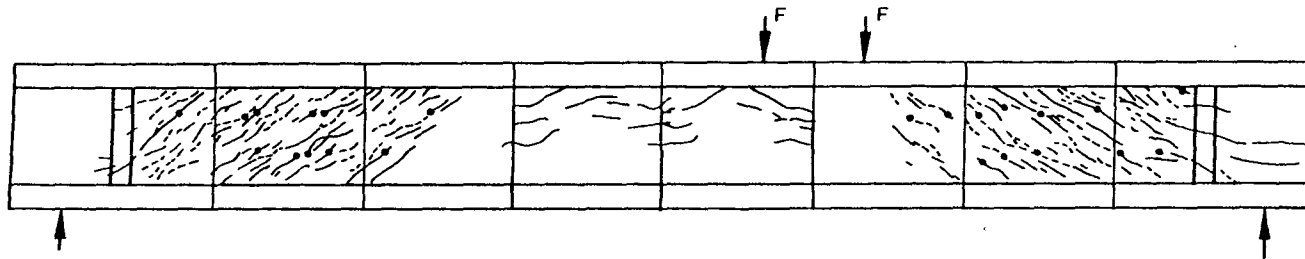


SOV-1 Rißbilder bei Fmax

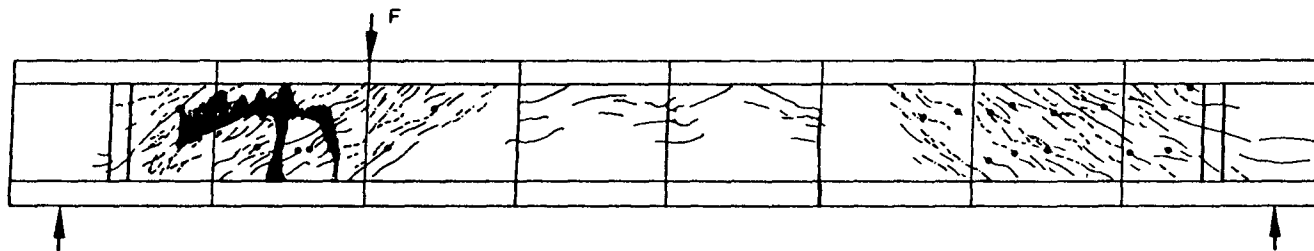
Laststellung 1



Laststellung 2



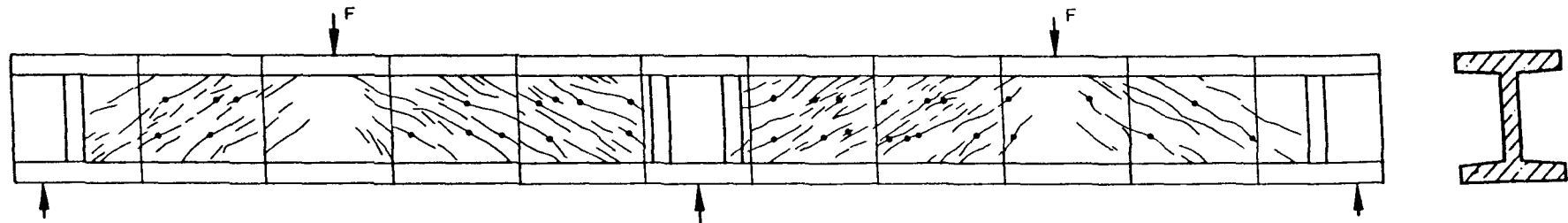
Laststellung 3



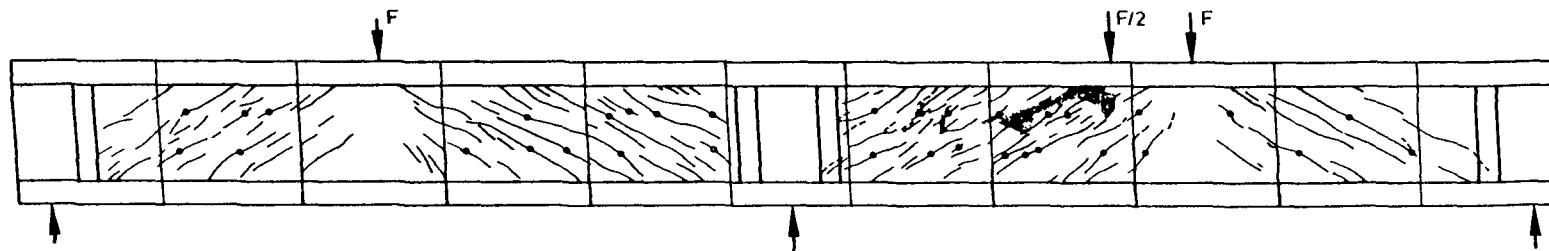
Anlage A5.6: Rißbilder zum Versuch SOV-1

SOV-2 Rißbilder bei F_{max}

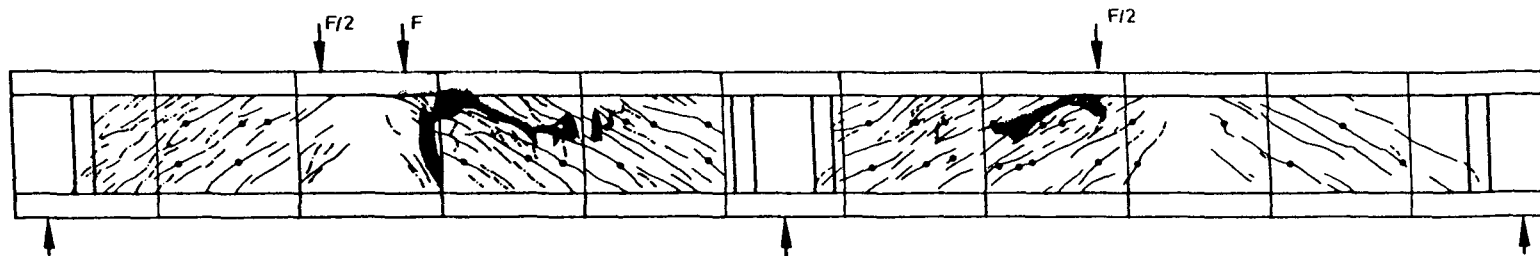
Laststellung 1



Laststellung 2

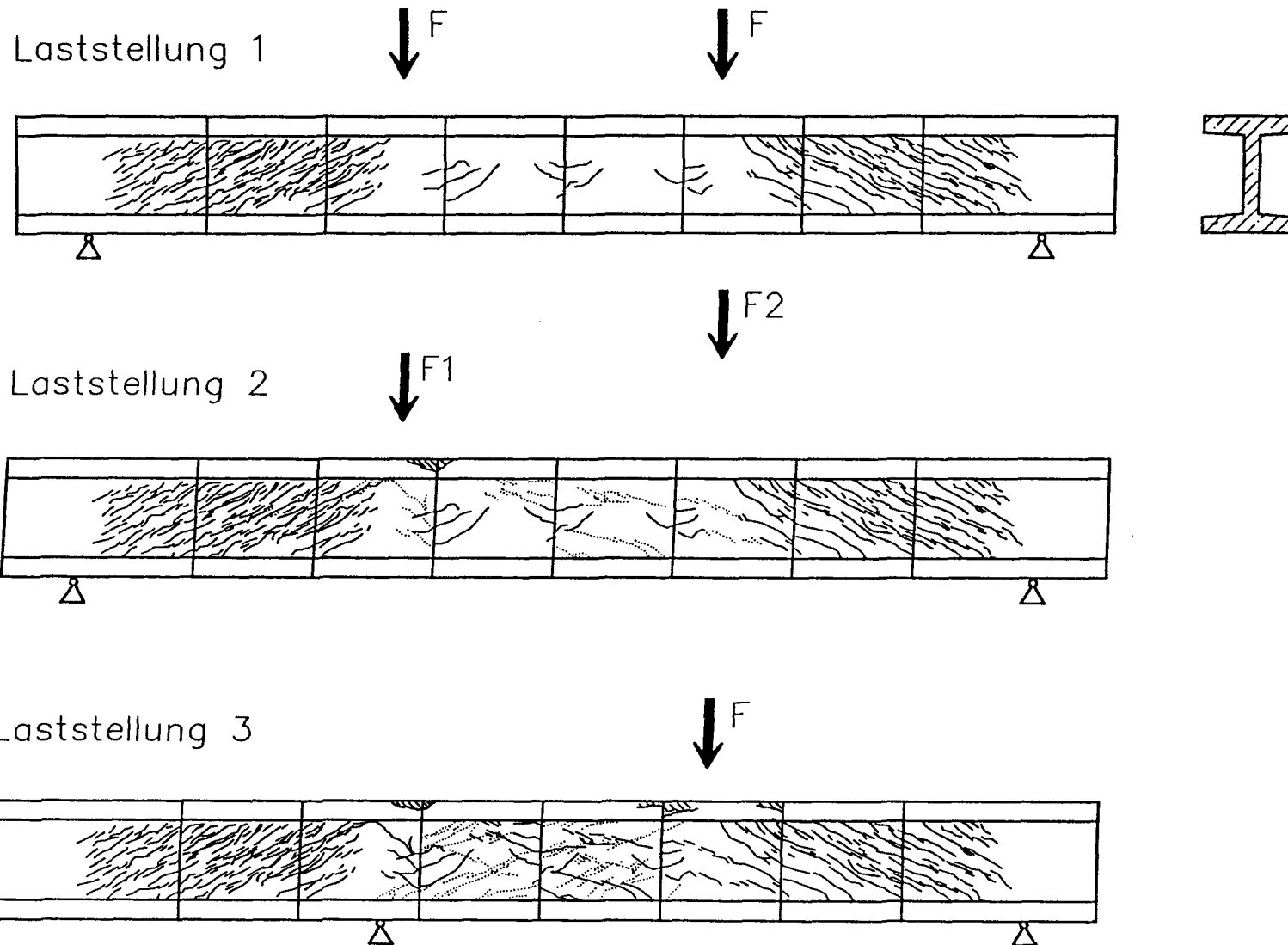


Laststellung 3



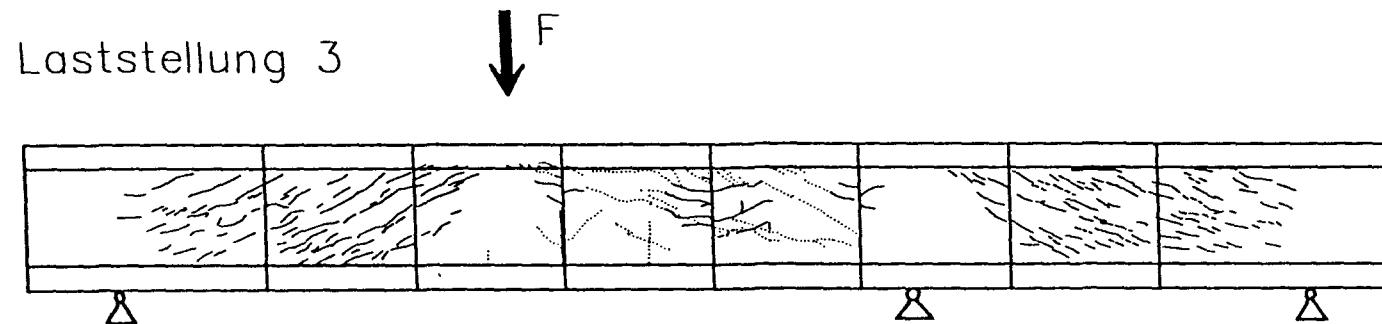
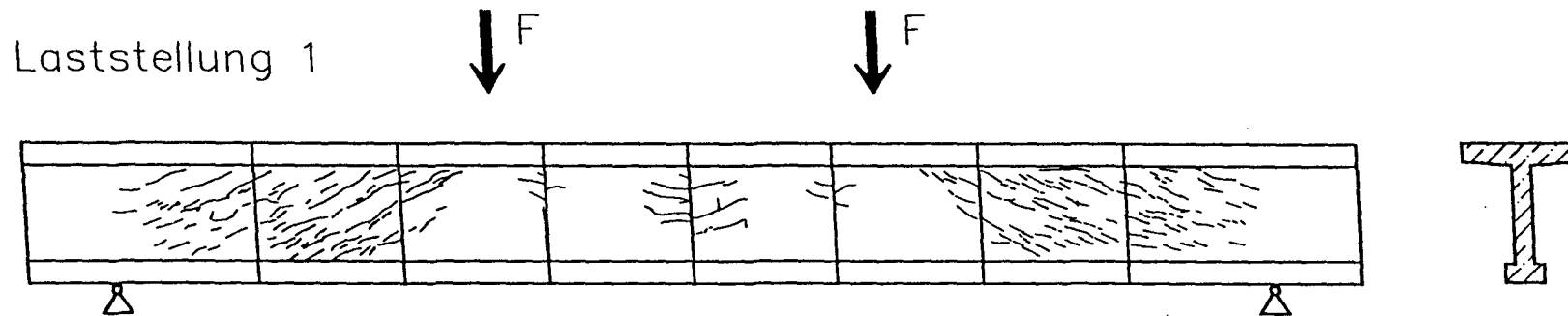
Anlage A5.7: Rißbilder zum Versuch SOV-2

SOV-3 Rißbilder bei F_{max}



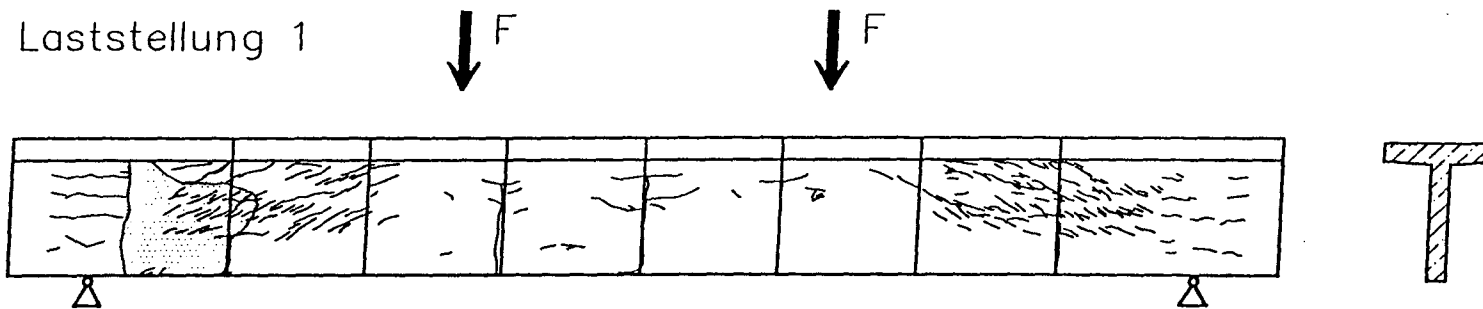
Anlage A5.8: Rißbilder zum Versuch SOV-3

SOV-4 Rißbilder bei F_{max}



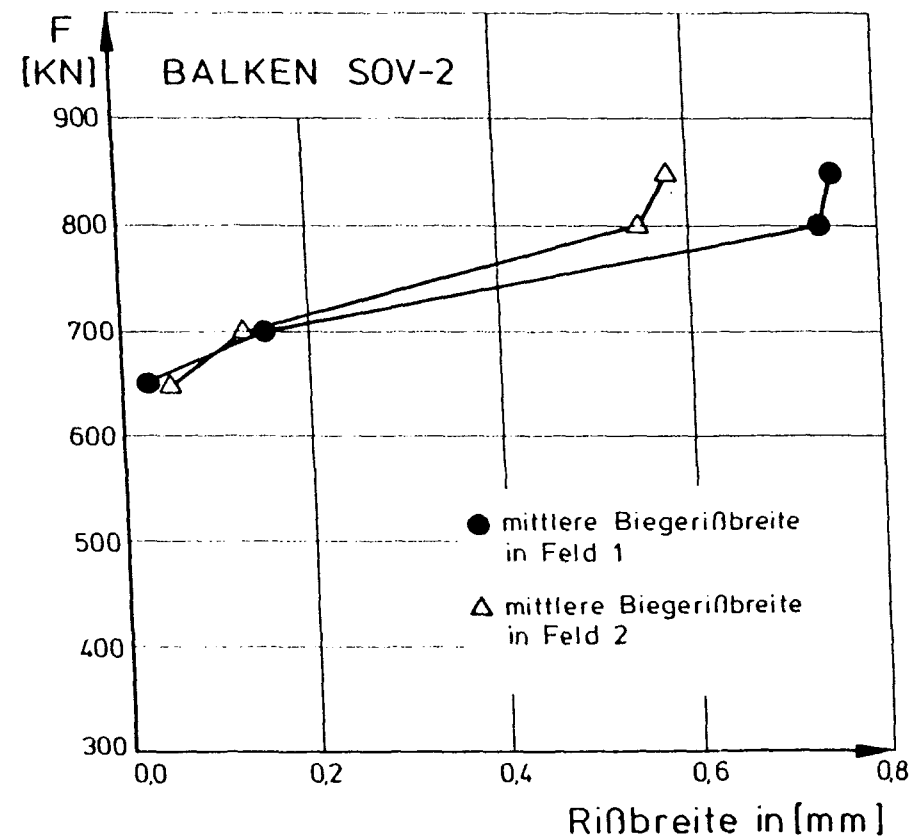
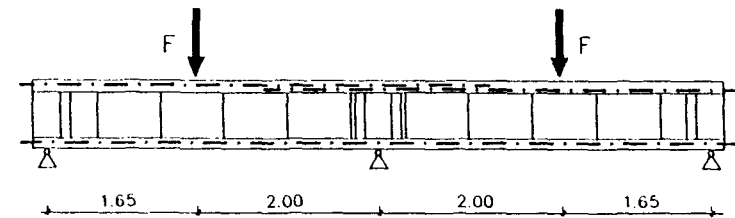
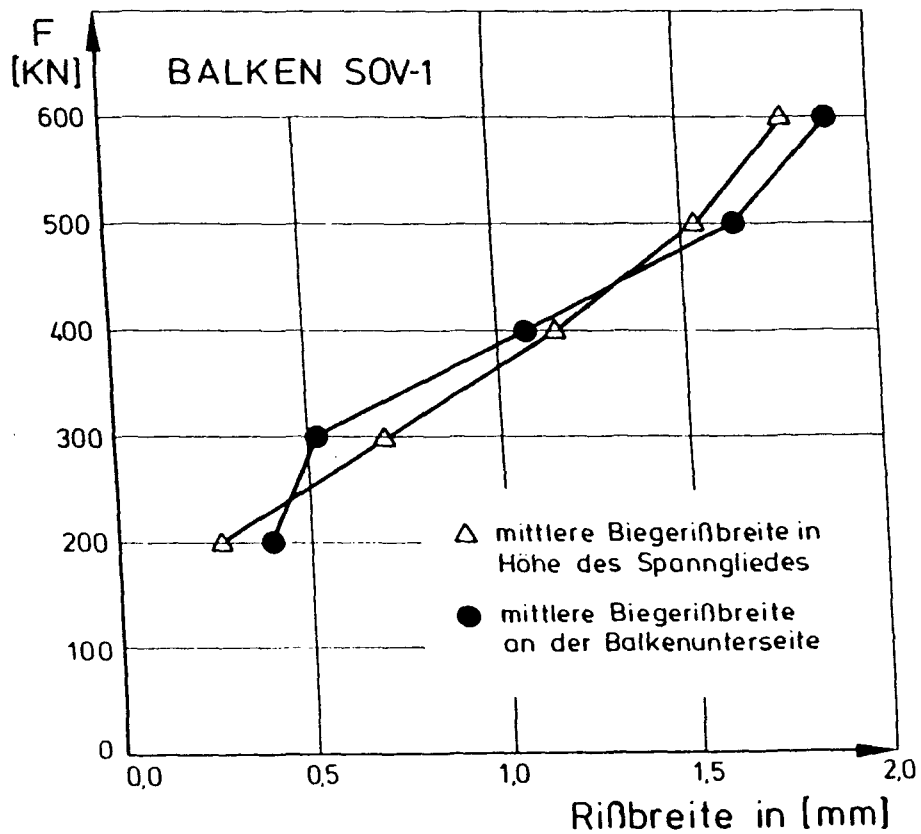
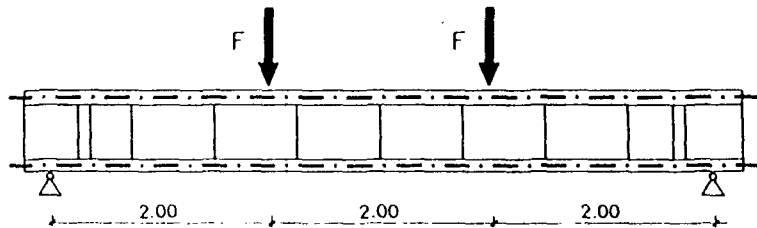
Anlage A5.9: Rißbilder zum Versuch SOV-4

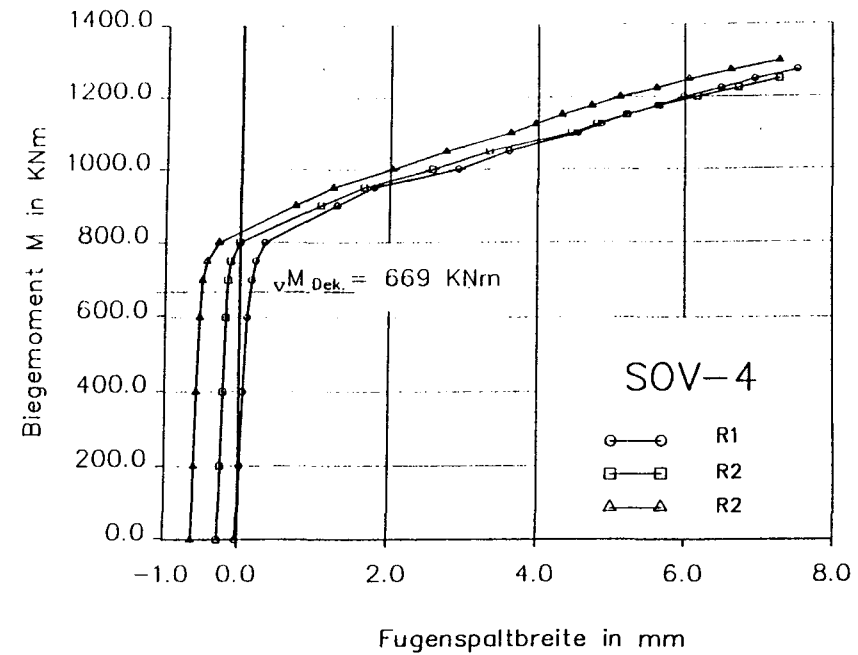
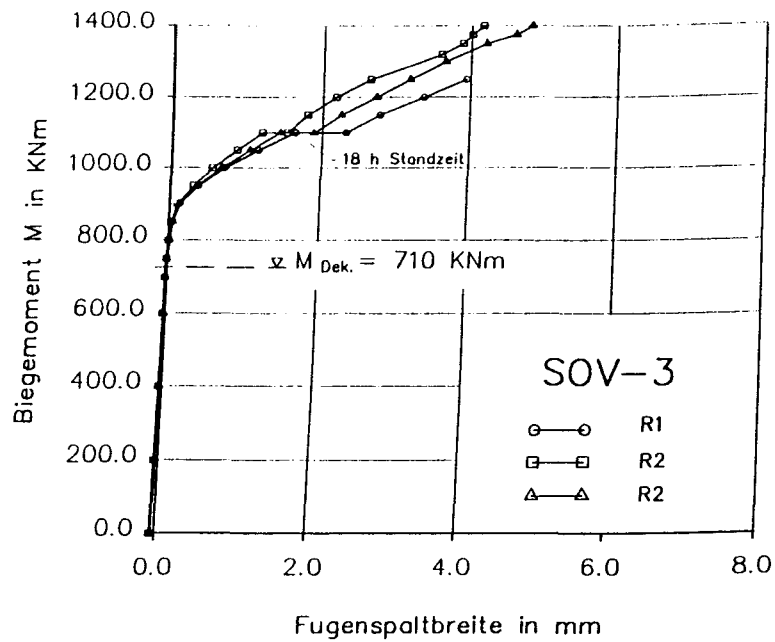
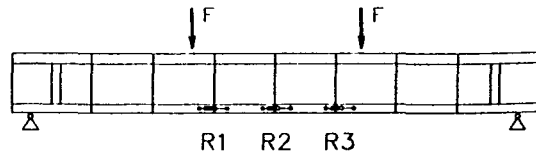
SOV-5 Rißbilder bei F_{max}



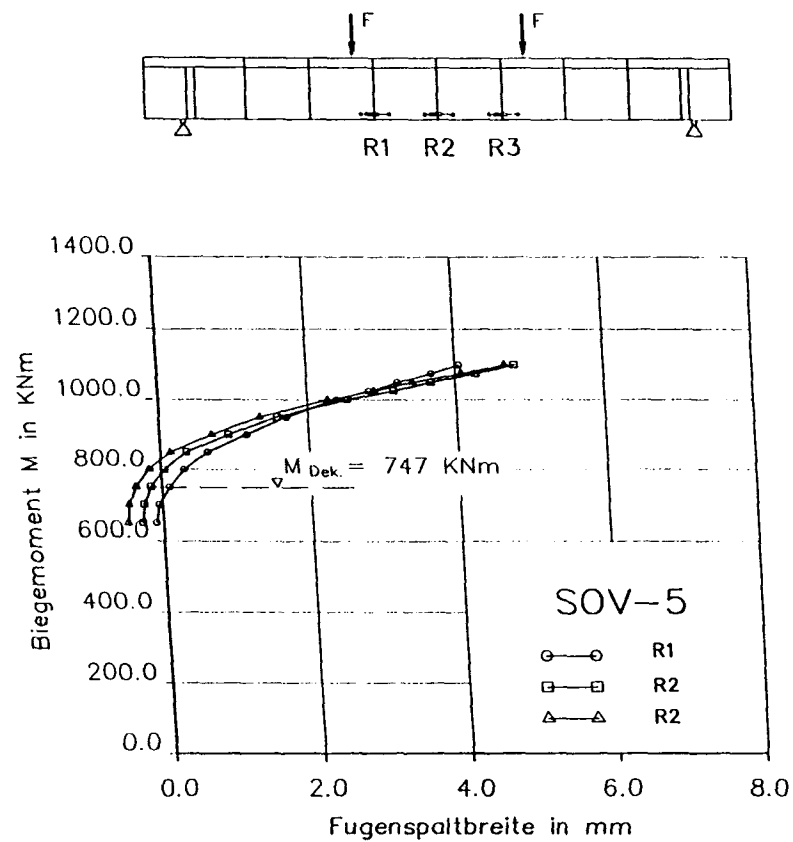
- A18 -

Anlage A5.10: Rißbilder zum Versuch SOV-5

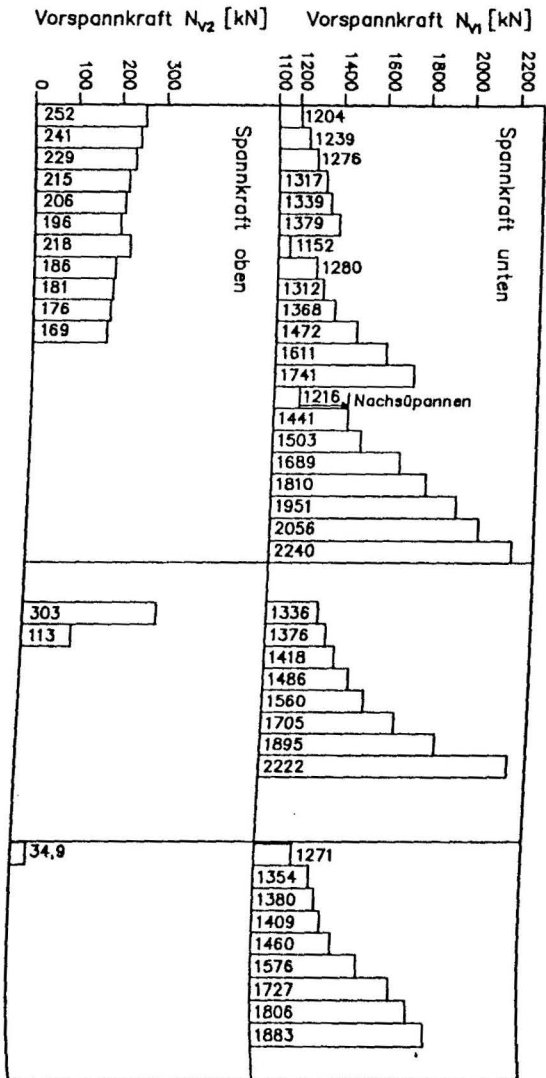
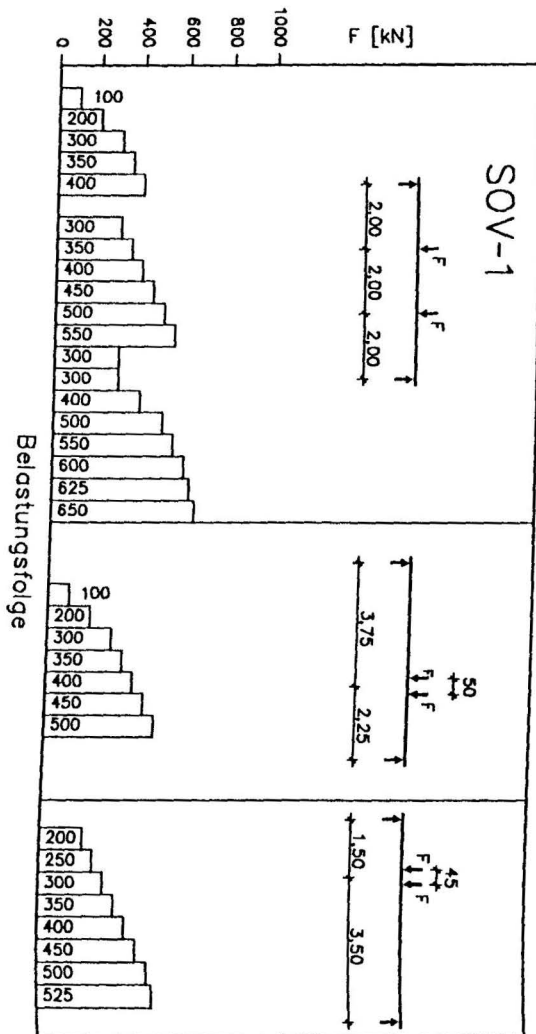


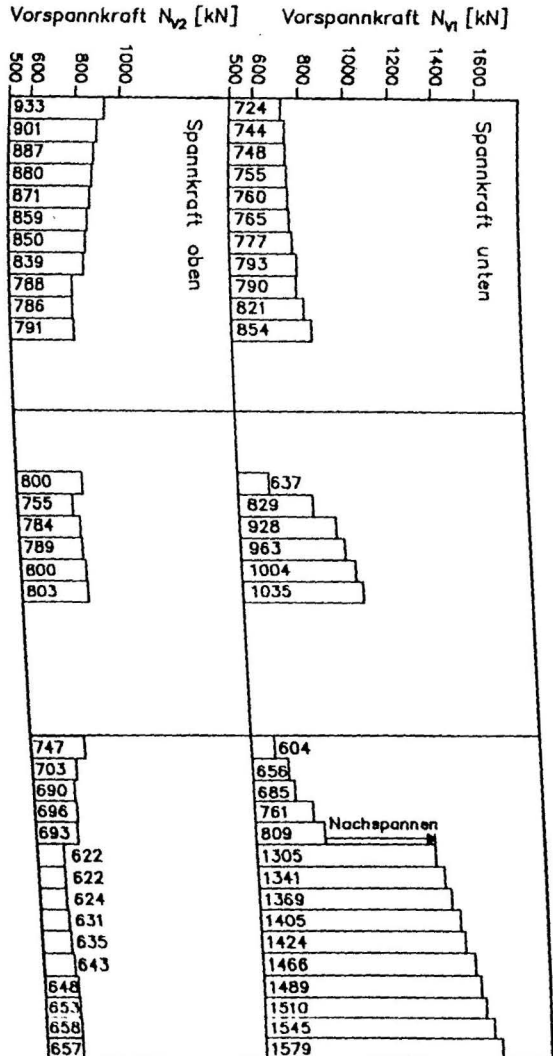
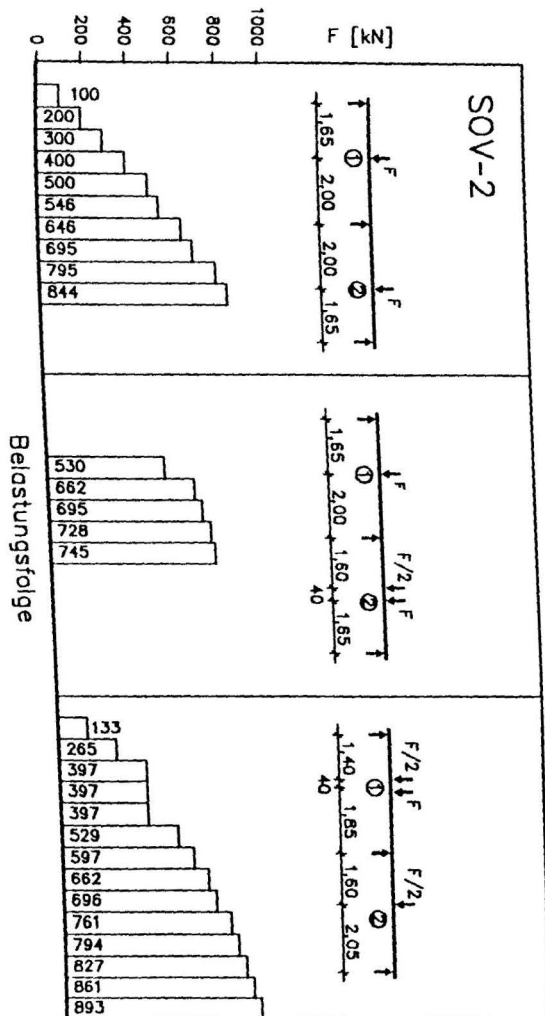


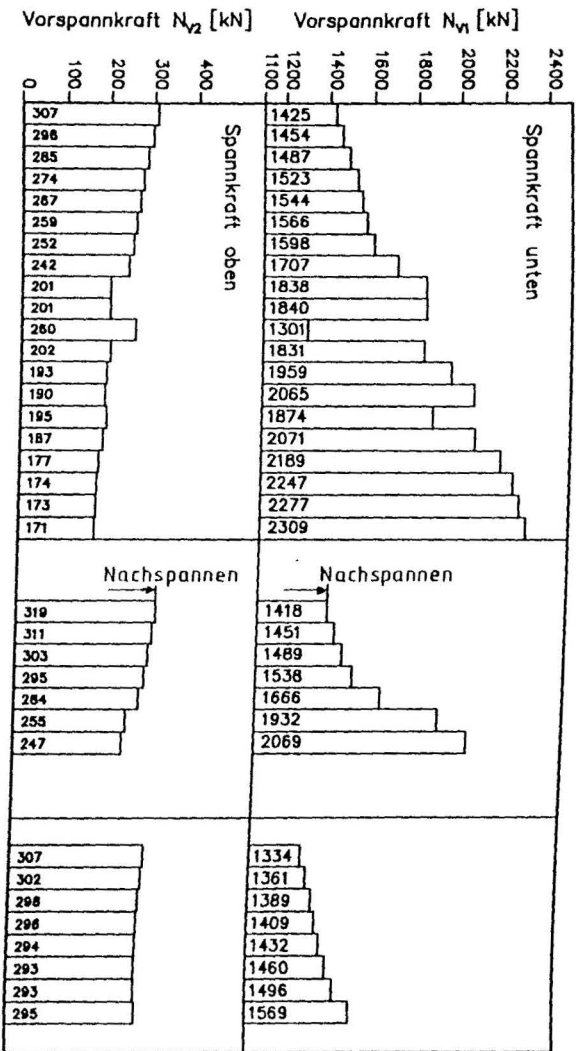
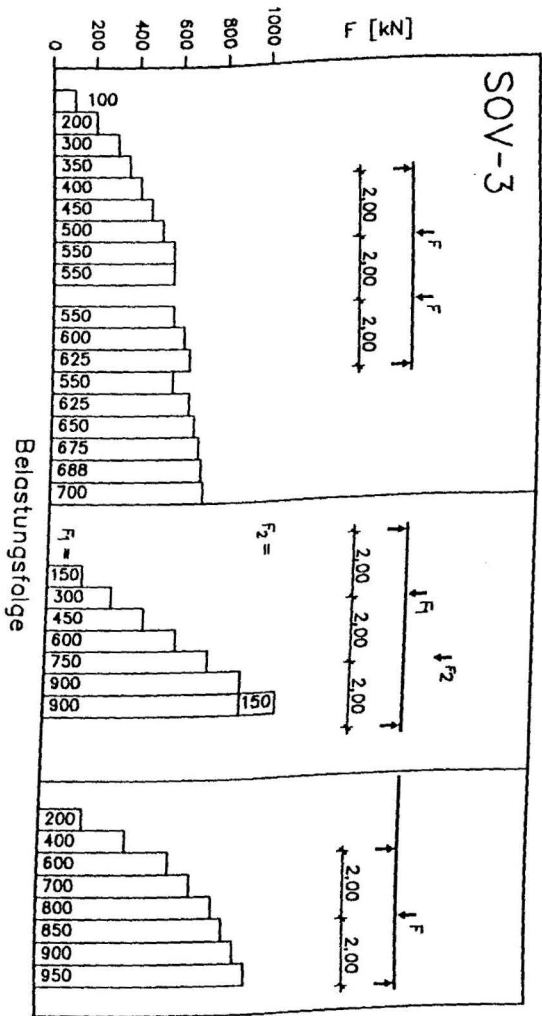
Anlage A5.12: Gemessene Fugenspaltbreiten, Versuch SOV-3 und SOV-4

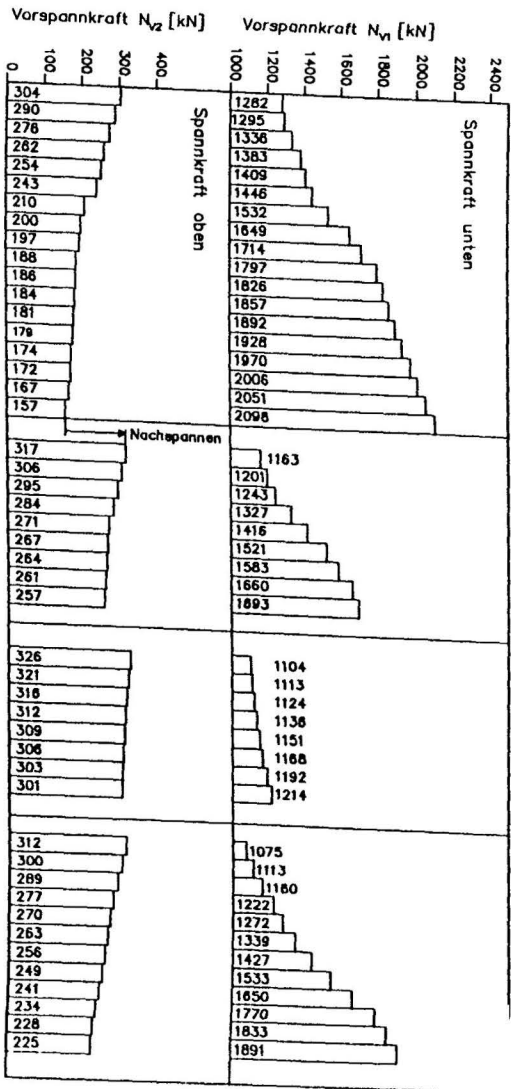
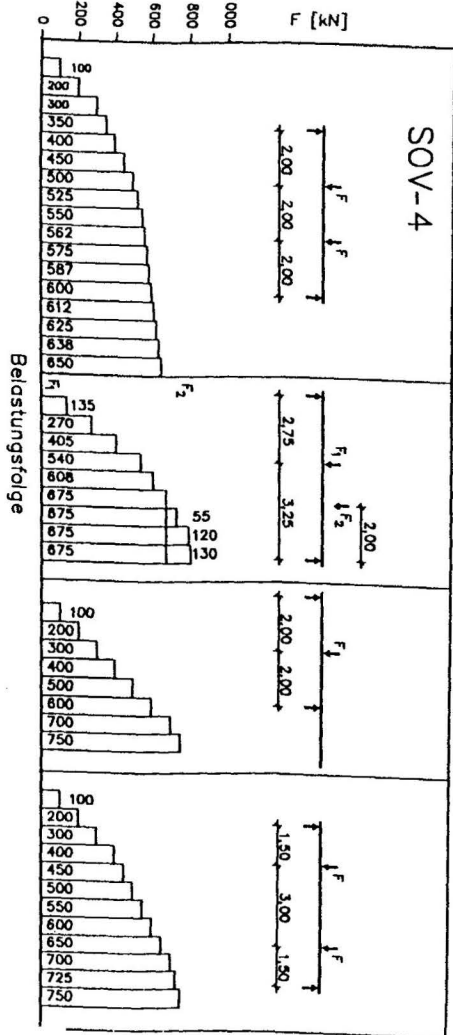


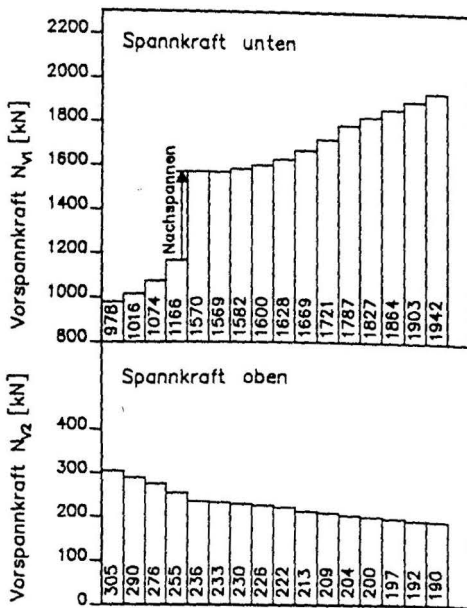
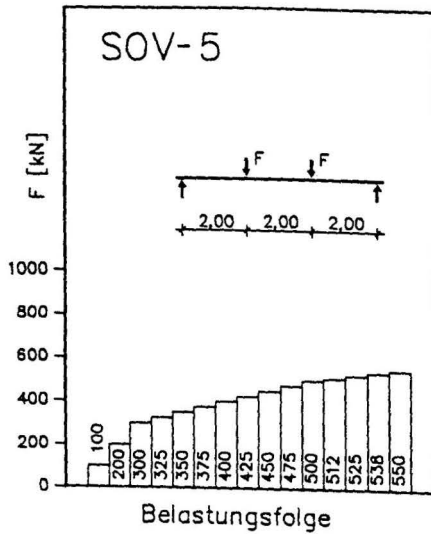
Anlage A5.13: Gemessene Fugenspaltbreiten, Versuch SOV-5



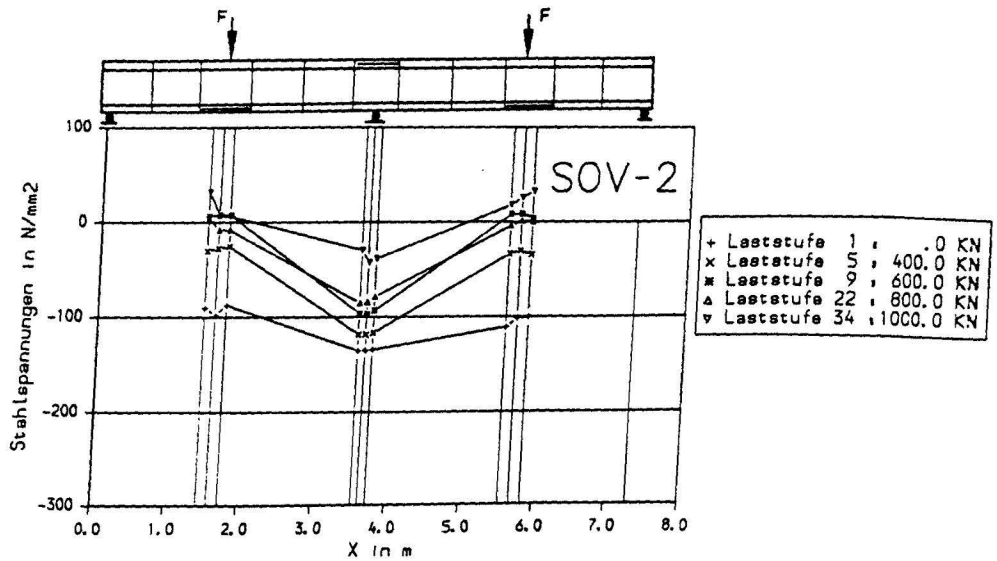
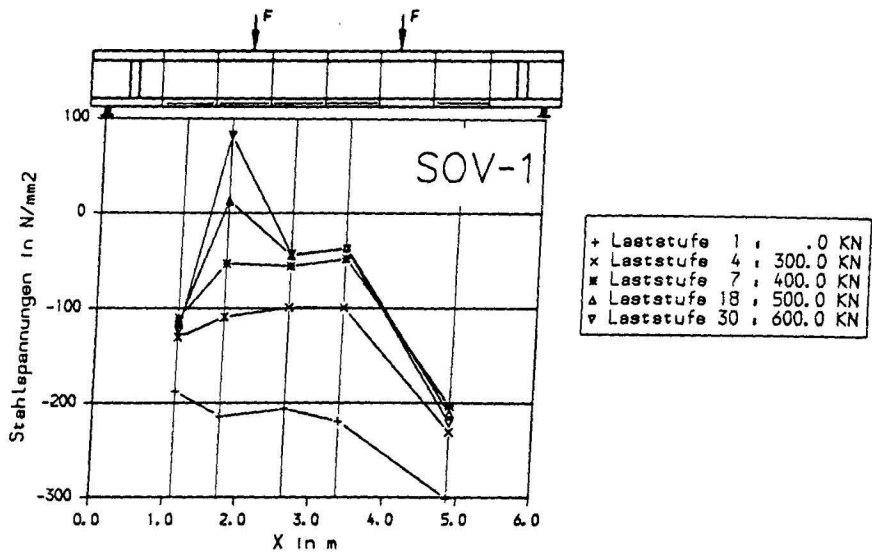




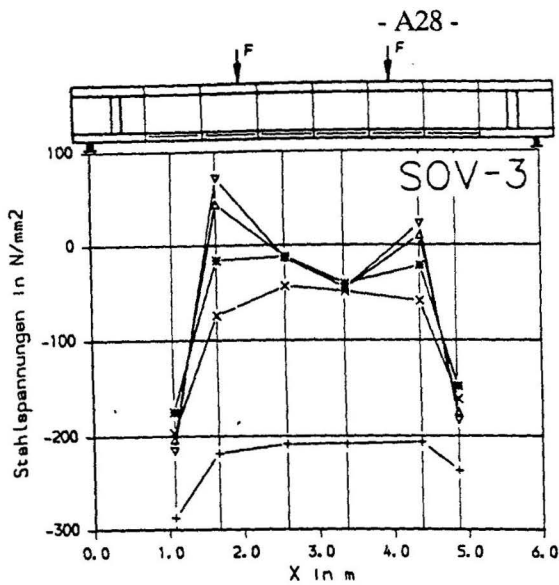




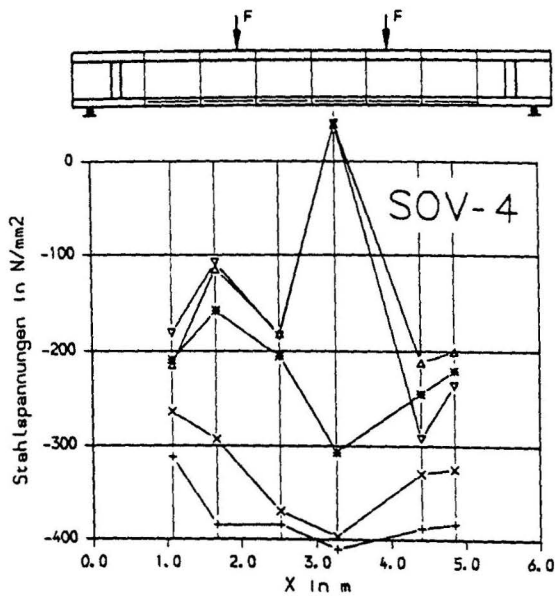
Anlage A5.18: Vorspannkraften und zugehörige Belastung, Versuch SOV-5



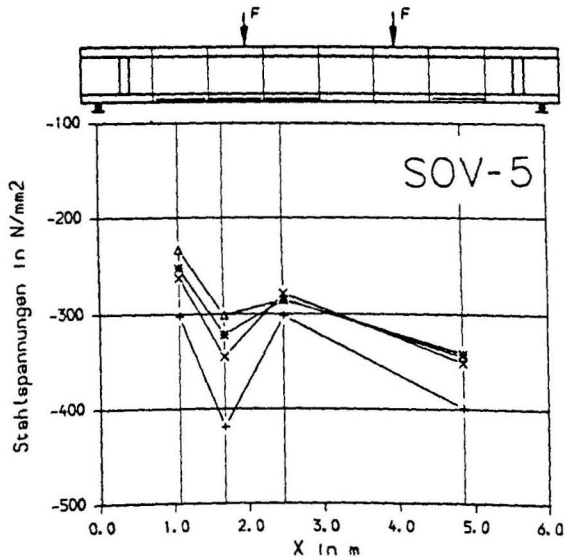
Anlage A5.19: Dehnungen der Betonstahl Längsbewehrung, SOV1 und SOV2



+	Laststufe 4	: .0 kN
x	Laststufe 10	: 400.0 kN
■	Laststufe 14	: 500.0 kN
△	Laststufe 22	: 600.0 kN
▽	Laststufe 31	: 700.0 kN

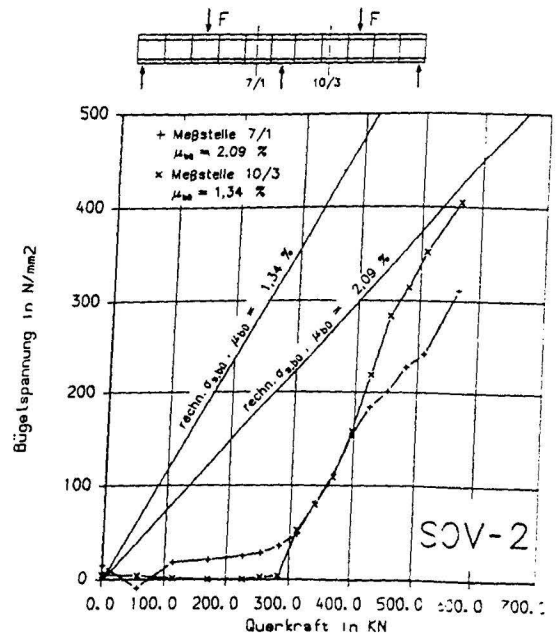
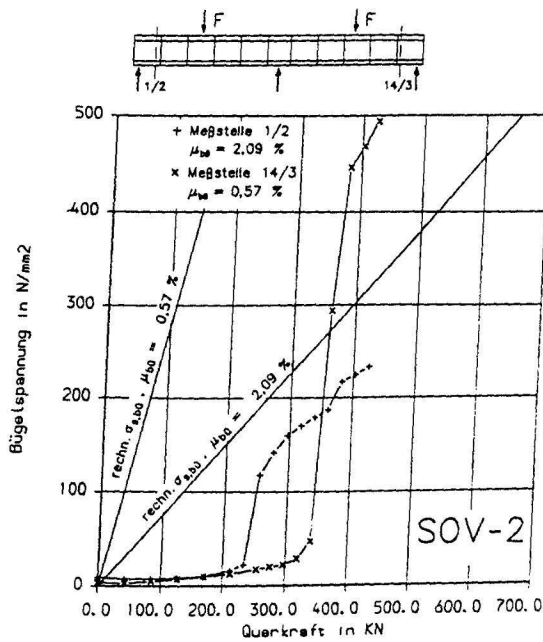
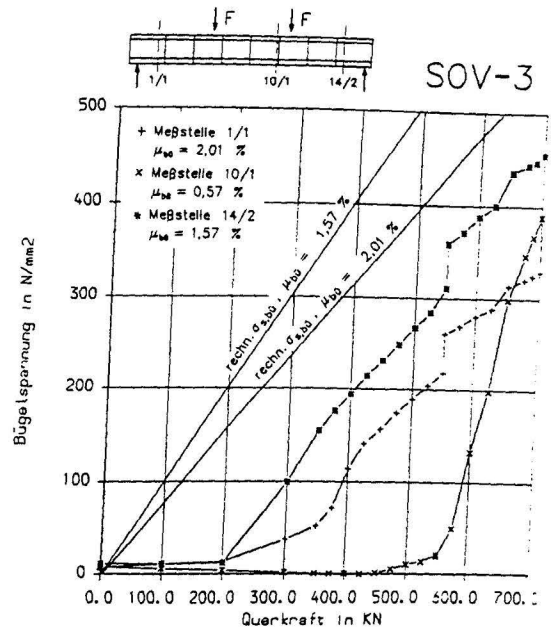
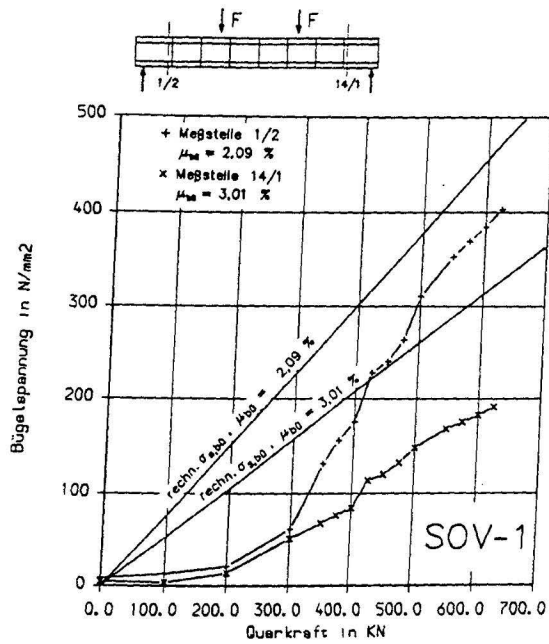


+	Laststufe 3	: .0 kN
x	Laststufe 5	: 200.0 kN
■	Laststufe 9	: 400.0 kN
△	Laststufe 18	: 500.0 kN
▽	Laststufe 25	: 600.0 kN

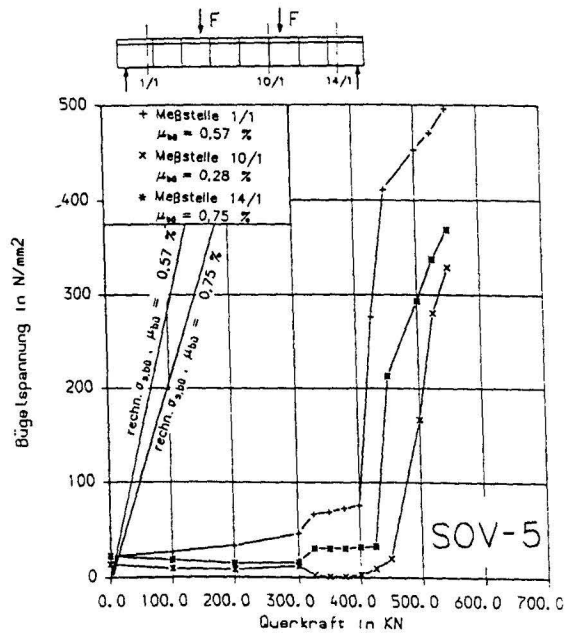
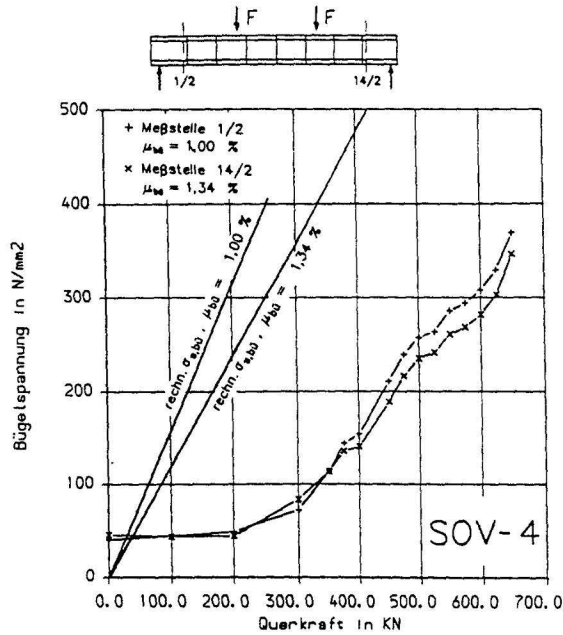


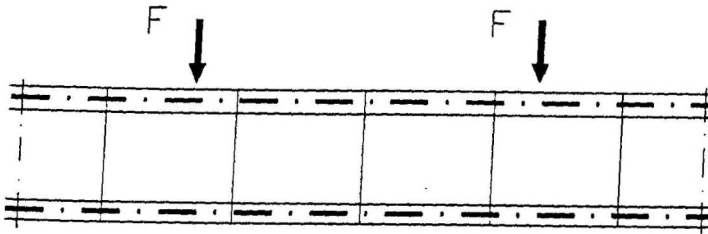
+	Laststufe 9	: 350.0 kN
x	Laststufe 13	: 450.0 kN
■	Laststufe 16	: 500.0 kN
△	Laststufe 20	: 550.0 kN

Anlage A5.20: Dehnungen der Betonstahl - Längsbewehrung, SOV3 bis SOV5

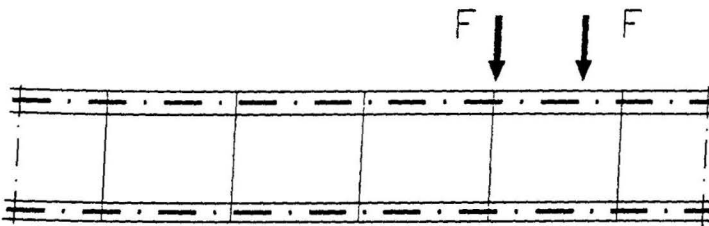
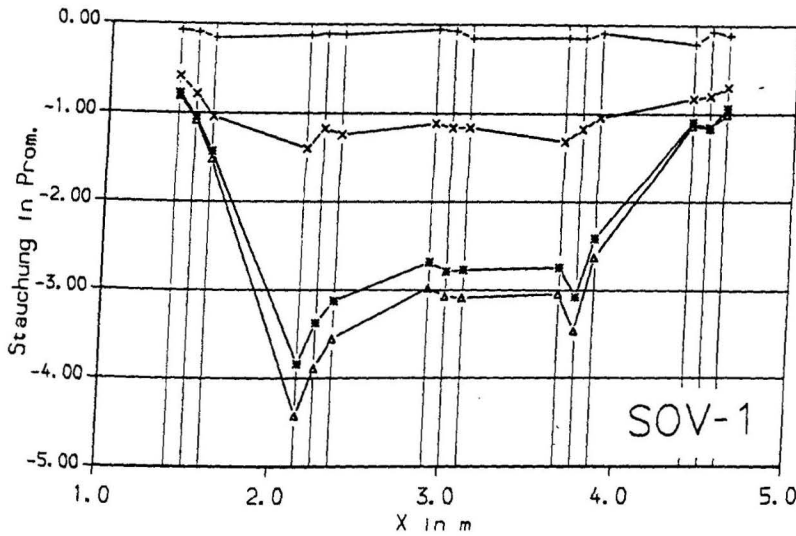


Anlage A5.21: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Biegebeanspruchungen

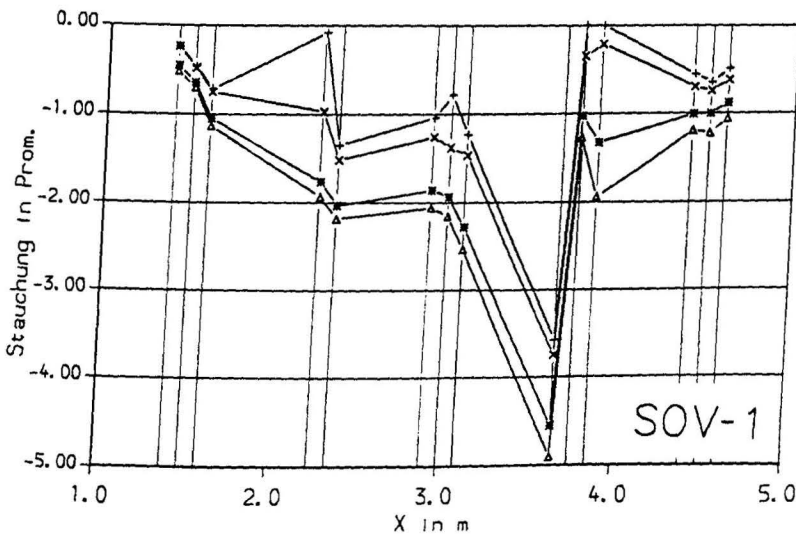


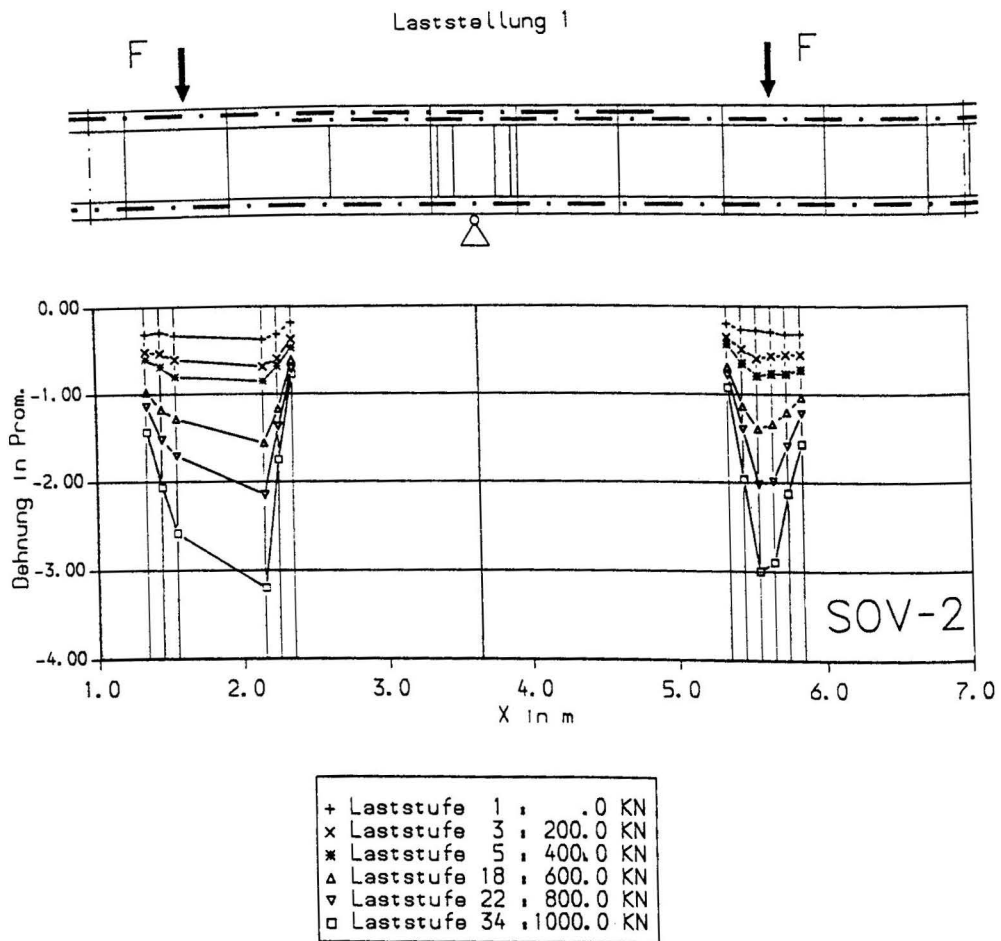


Laststellung 1

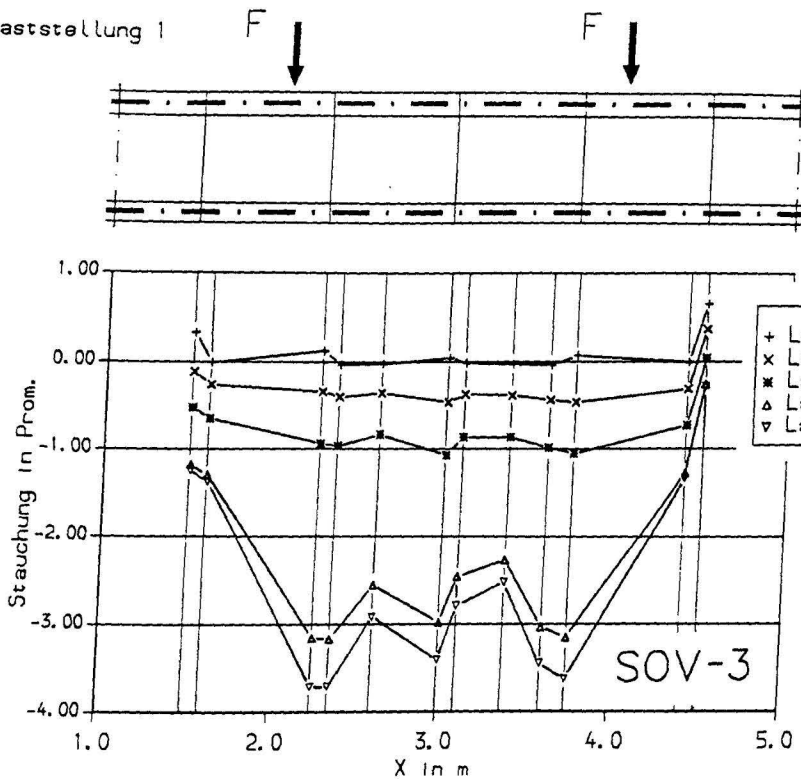


Laststellung 2

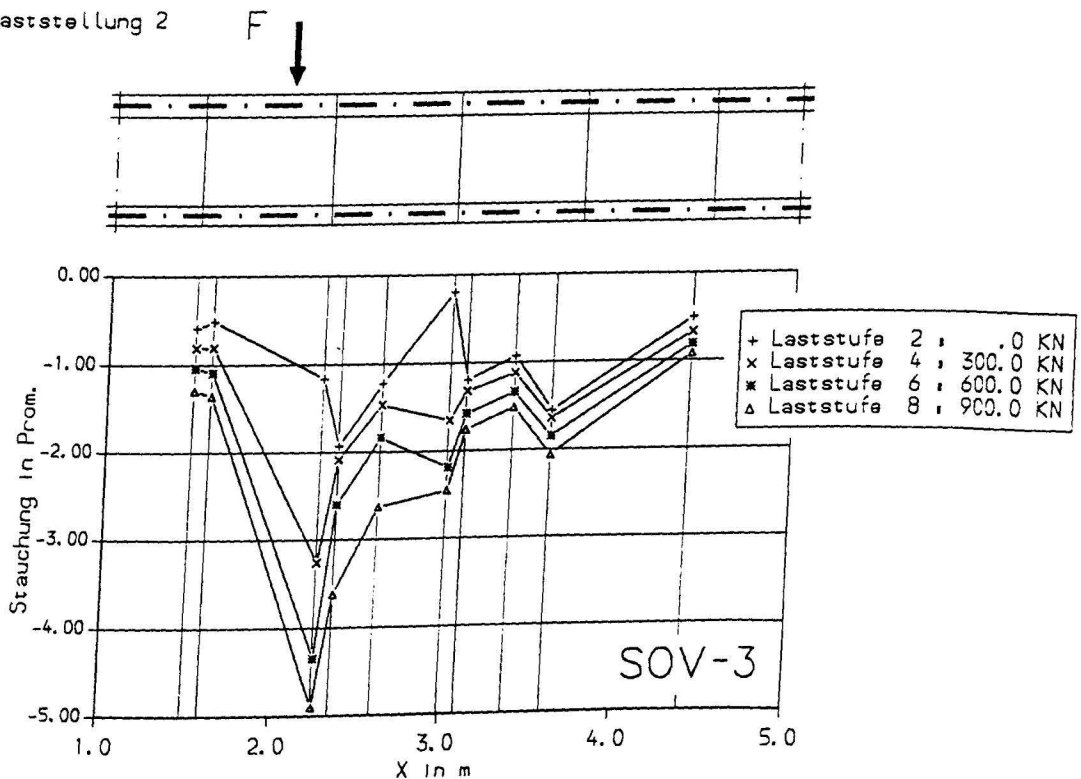




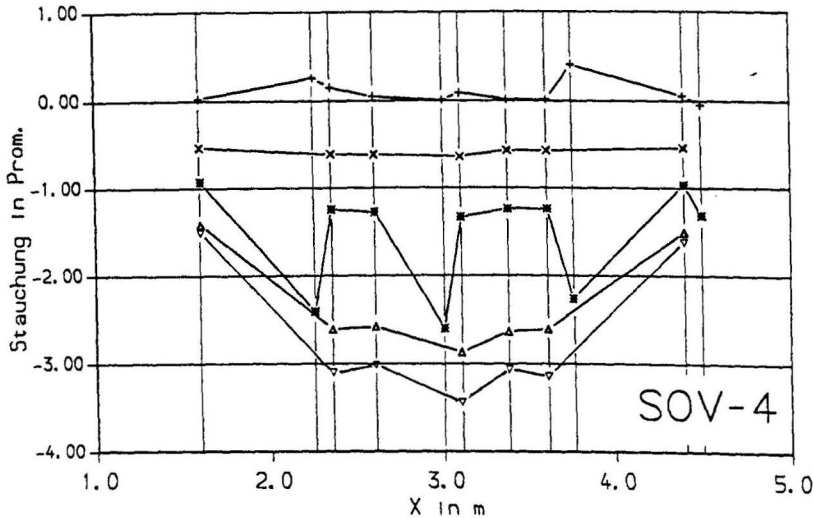
Laststellung 1



Laststellung 2

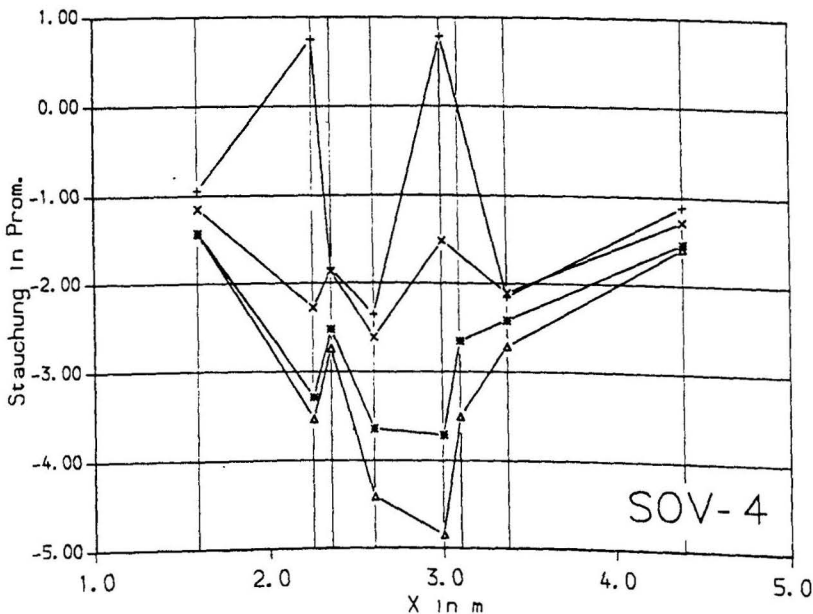
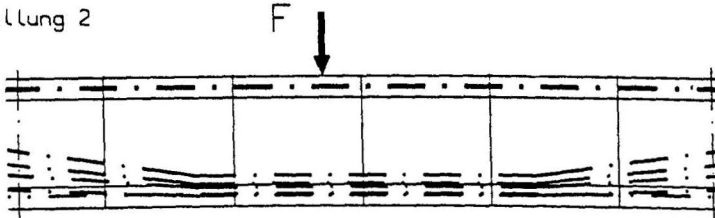


Laststellung 1



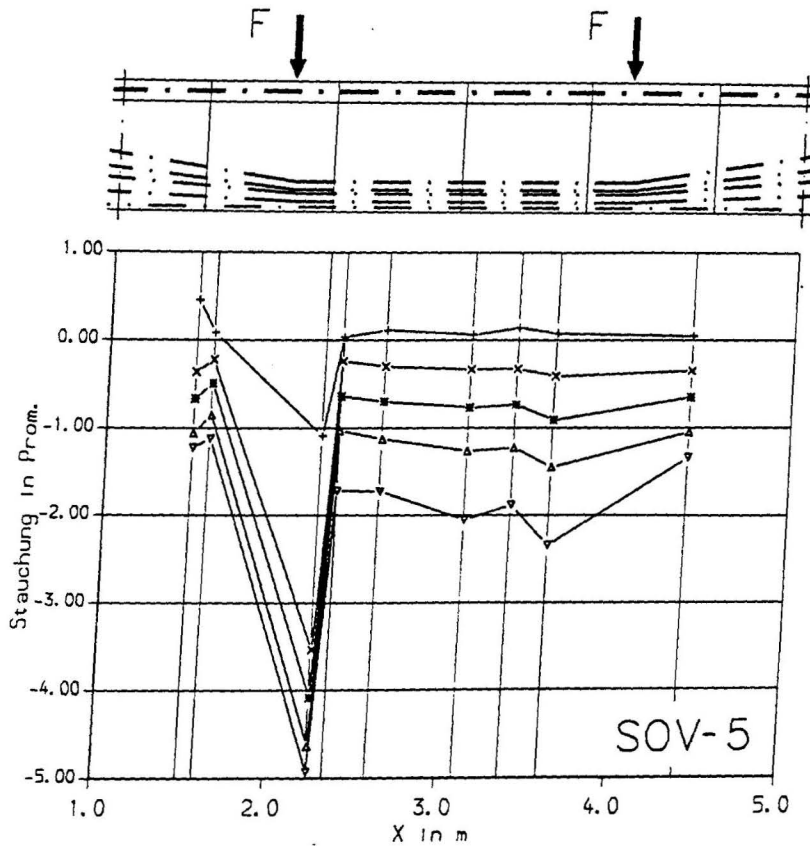
+	Laststufe	3	:	0.0	KN
x	Laststufe	6	:	300.0	KN
*	Laststufe	10	:	450.0	KN
Δ	Laststufe	22	:	562.5	KN
▽	Laststufe	26	:	612.5	KN

Laststellung 2



+	Laststufe	1	:	0.0	KN
x	Laststufe	3	:	270.0	KN
*	Laststufe	6	:	608.0	KN
Δ	Laststufe	11	:	675.0	KN

Anlage A5.26: Betonstauchungen über der Balkenlängsachse, Versuch SOV-4

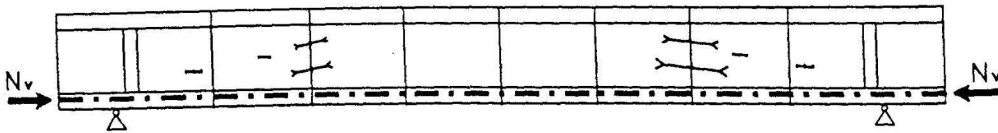


+	Laststufe 1	: 0.0 KN
x	Laststufe 3	: 200.0 KN
*	Laststufe 4	: 300.0 KN
Δ	Laststufe 11	: 400.0 KN
▽	Laststufe 16	: 500.0 KN

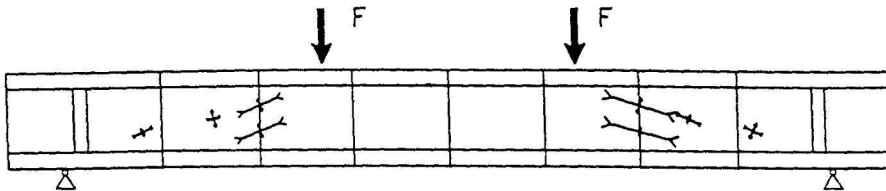
Anlage A5.27: Betonstauchungen über der Balkenlängsachse, Versuch SOV-5

Hauptdehnungen SOV-1

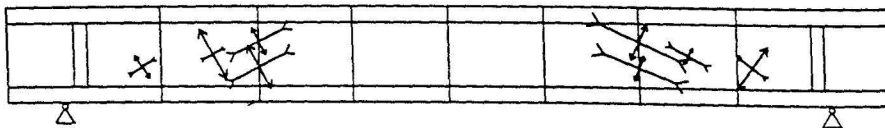
Laststufe 1: Vorspannzustand



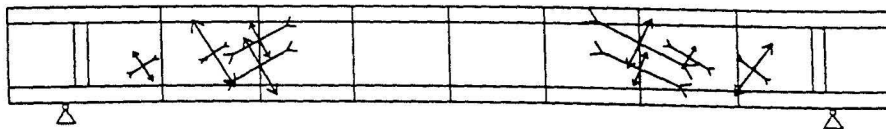
Laststufe 4: $F=300 \text{ kN}$



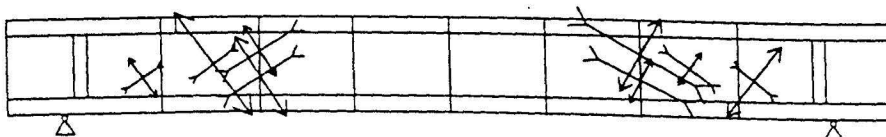
Laststufe 9: $F=400 \text{ kN}$



Laststufe 18: $F=500 \text{ kN}$



Laststufe 30: $F=600 \text{ kN}$

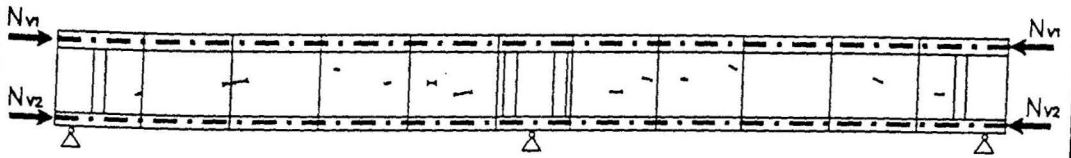


↔ Stauchung $-2,0 \text{ ‰}$

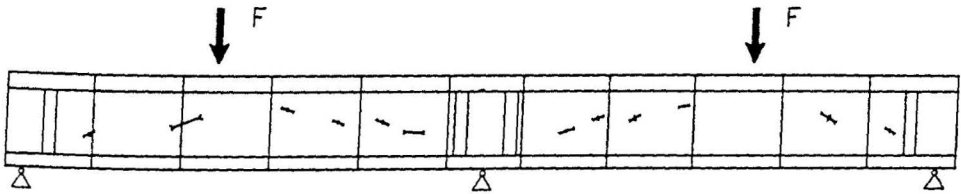
↔ Dehnung $2,0 \text{ ‰}$

Hauptdehnungen SOV-2

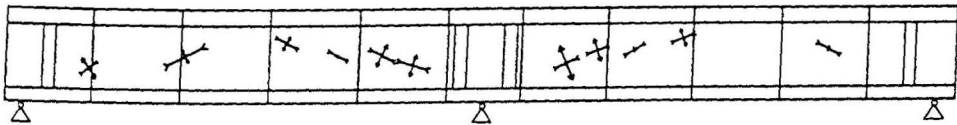
Laststufe 1: Vorspannzustand



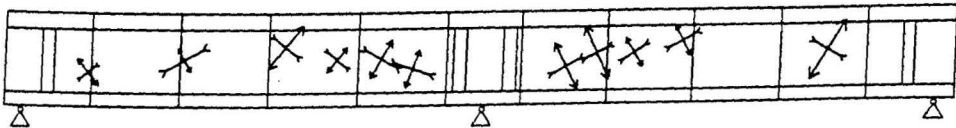
Laststufe 5: $F=400$ kN



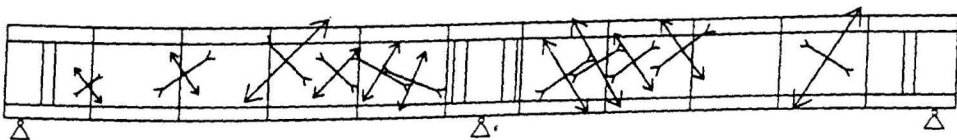
Laststufe 18: $F=600$ kN



Laststufe 22: $F=800$ kN



Laststufe 34: $F=1000$ kN

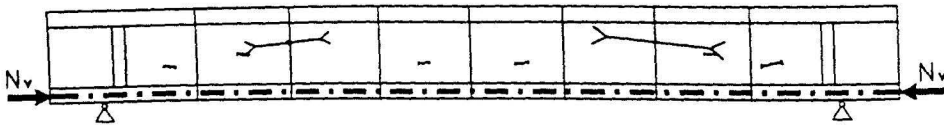


—> Stauchung $-2,0 \text{ ‰}$

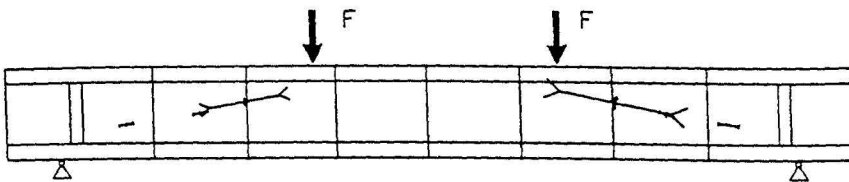
↔ Dehnung $2,0 \text{ ‰}$

Hauptdehnungen SOV-3

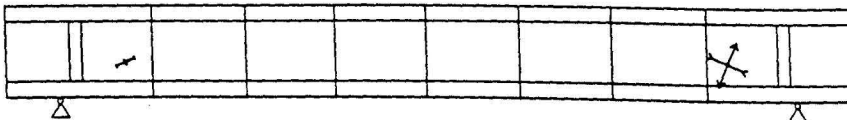
Laststufe 3: Vorspannzustand



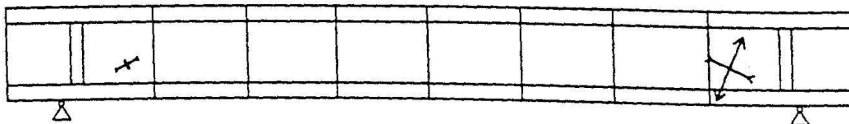
Laststufe 6: $F=200 \text{ kN}$



Laststufe 8: $F=400 \text{ kN}$



Laststufe 14: $F=500 \text{ kN}$

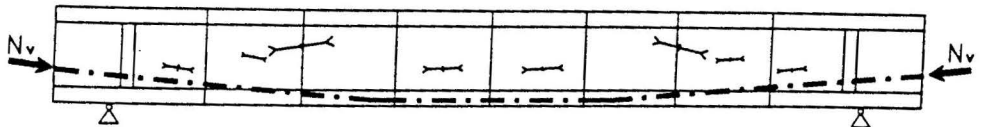


↔ Stauchung $-2,0 \text{ ‰}$

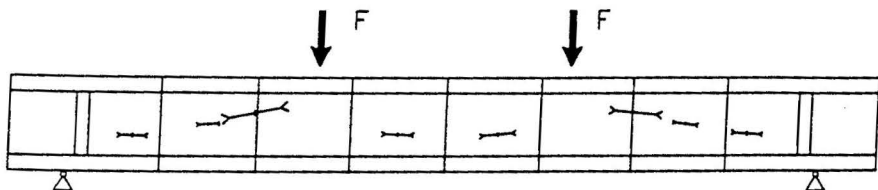
↔ Dehnung $2,0 \text{ ‰}$

Hauptdehnungen SOV-4

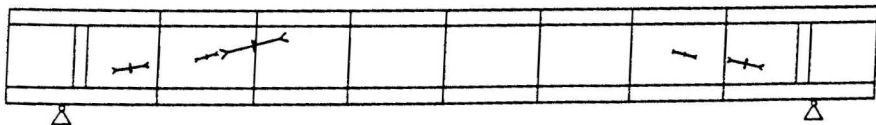
Laststufe 3: Vorspannzustand



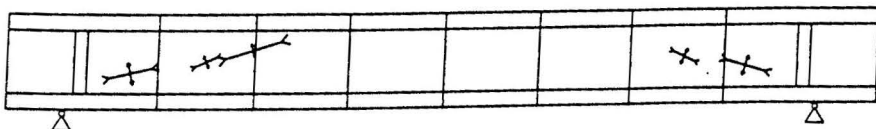
Laststufe 5: $F=200 \text{ kN}$



Laststufe 9: $F=400 \text{ kN}$



Laststufe 11: $F=450 \text{ kN}$

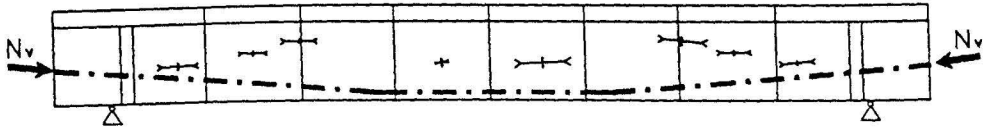


→ Stauchung $-2,0 \text{ ‰}$

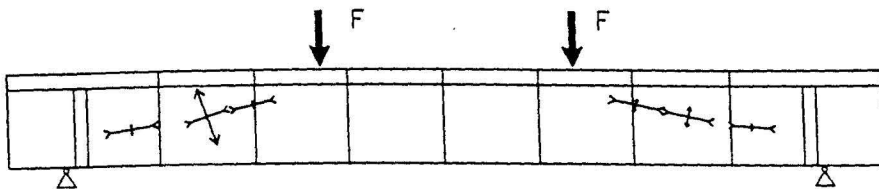
↔ Dehnung $2,0 \text{ ‰}$

Hauptdehnungen SOV-5

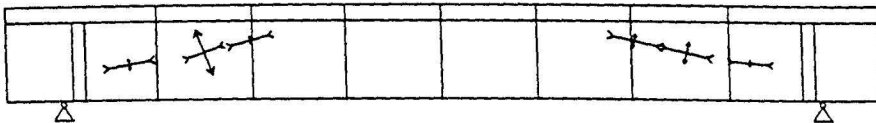
Laststufe 1: Vorspannzustand



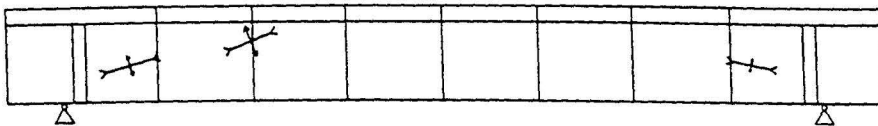
Laststufe 8: $F=325 \text{ kN}$



Laststufe 11: $F=400 \text{ kN}$



Laststufe 18: $F=525 \text{ kN}$



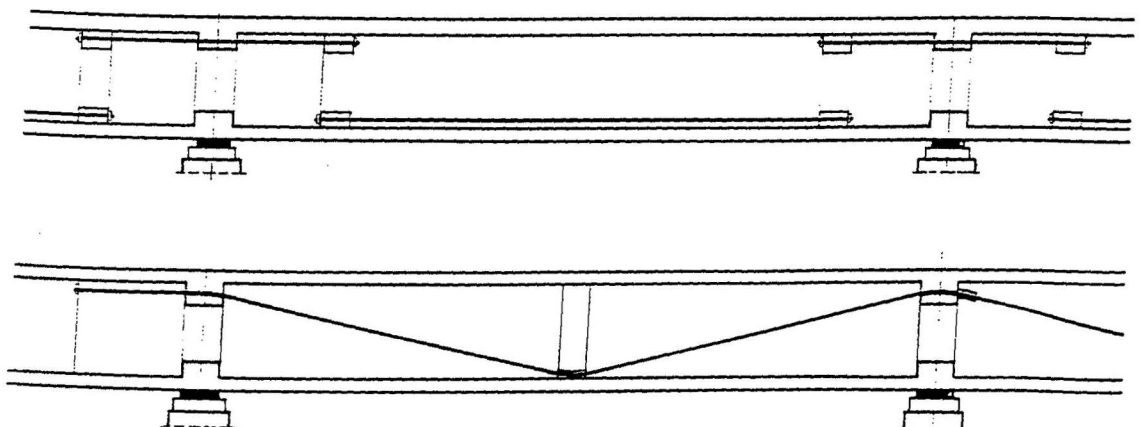
↔ Stauchung $-2,0 \text{ ‰}$

↔ Dehnung $2,0 \text{ ‰}$

Vergleichsrechnung zur Spanngliedführung

Die Größe der im Stützbereich wirksamen Querkraft wird von der Spanngliedführung stark beeinflusst. Für Brückenträger können die Spannglieder geradlinig oder über Umlenksättel polygonal geführt werden (s. Prinzipskizze unten). Bei gerader Spanngliedführung entfallen die in der Herstellung aufwendigen Umlenksättel, ferner wird ein späteres Auswechseln der Spannglieder erheblich einfacher. Geneigte Spannglieder tragen dagegen durch den vertikalen Anteil der Spanngliedkraft unter Umständen erheblich zu einer Reduktion der Schubbeanspruchung im Stützbereich bei. In der Praxis wird meist eine Kombination aus beiden Spanngliedführungen zur Ausführung kommen.

Die unterschiedliche Größenordnung der Querkraftbeanspruchung bei horizontaler bzw. geneigter Spanngliedführung wird im folgenden am Beispiel eines Zweifeldträgers aufgezeigt. Die Abmessungen und Belastungen des einfachen Rechenbeispiels wurden einer im Auftrag des Deutschen Betonvereins durchgeführten Vergleichsrechnung zwischen Eurocode 2 und DIN 4227 entnommen. Die Anlagen A6.2 und A6.3 zeigen Querschnitt, statisches System, Lastannahmen und Spanngliedführung. Aus Anlage 6.4, die eine Zusammenstellung der Schnittgrößen aus Vorspannung und äußeren Lasten enthält, wird deutlich, daß die Spanngliedführung b) für den Bruchzustand eine Reduktion der Querkraftbeanspruchung im Bereich der Mittelstütze um ca. 27 % bewirkt. Inwieweit diese günstige Tragwirkung den erhöhten Aufwand für den Einbau der Spannglieder rechtfertigt, wird im Einzelfall zu prüfen sein.

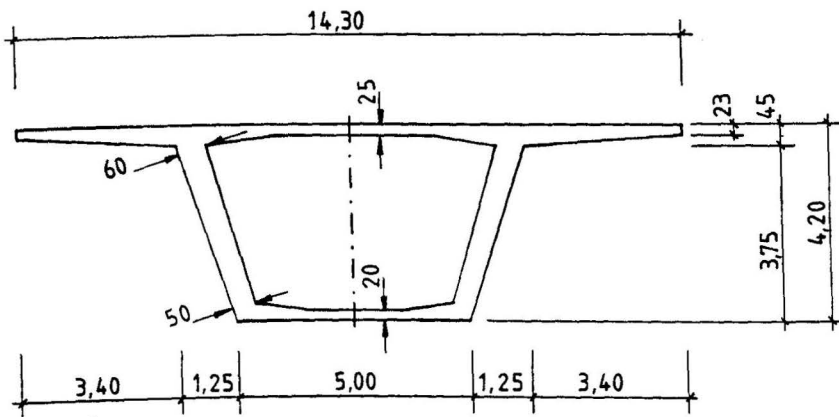


Mögliche externe Spanngliedführung bei Brückenträgern

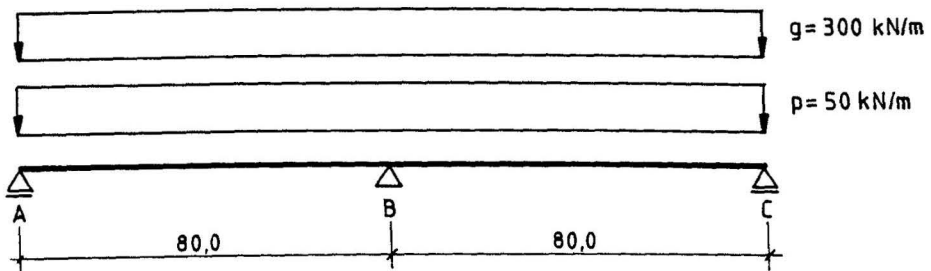
(aus einem Firmenprospekt der ALLSPANN GmbH)

Anlage A6.1

Querschnitt

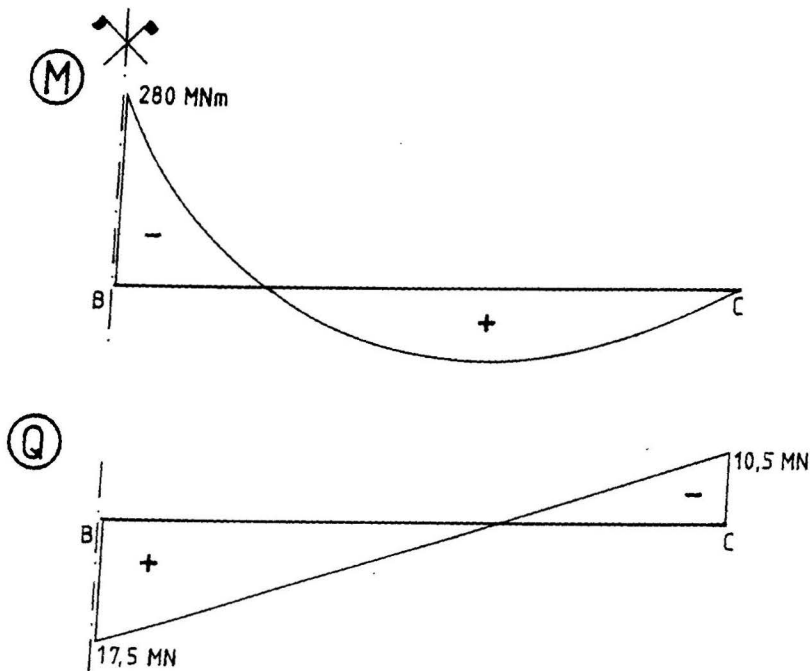


System und Belastung

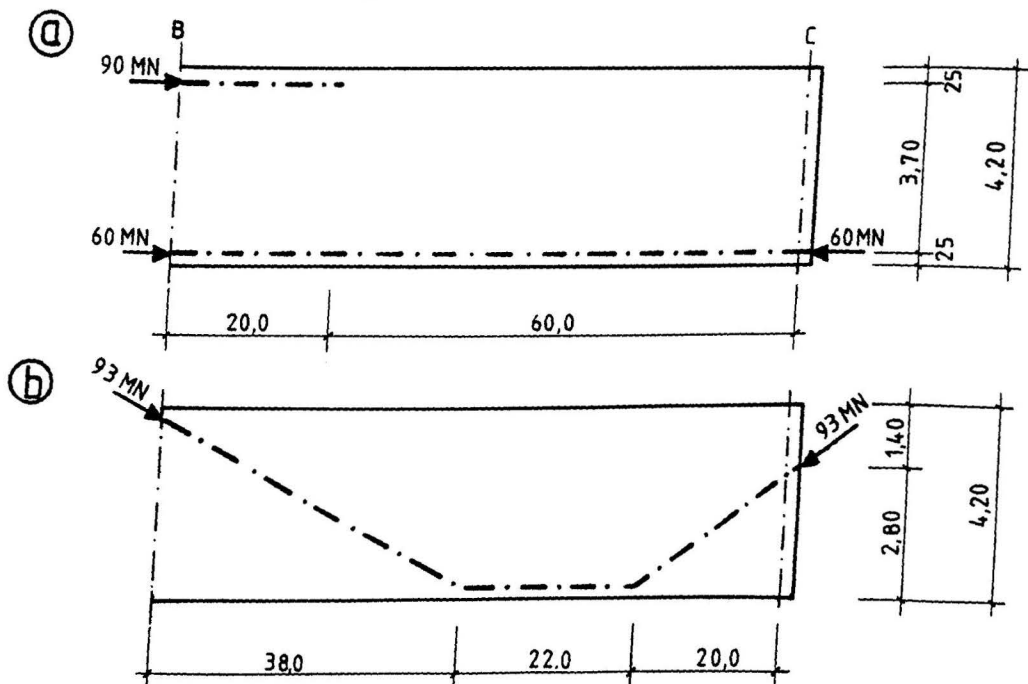


Anlage A6.2: Querschnitt mit System und Belastung

Schnittgrößen aus g+p

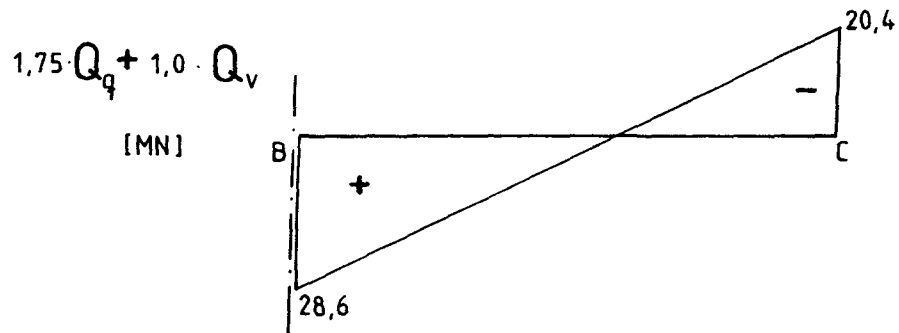
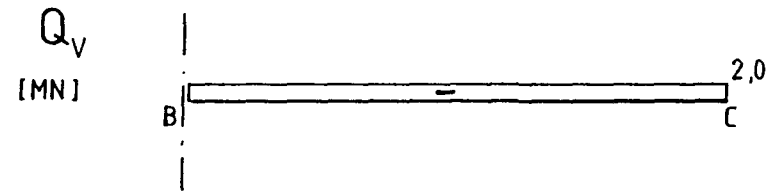
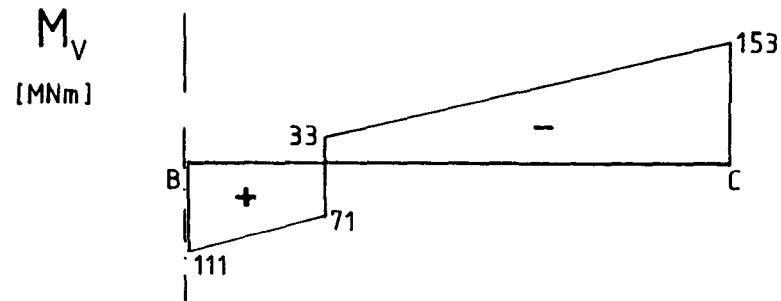


Spanngliedführung



Anlage A6.3: Schnittgrößen aus g + p und Spanngliedführung

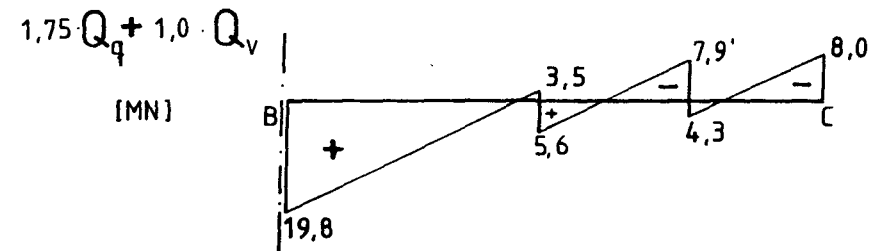
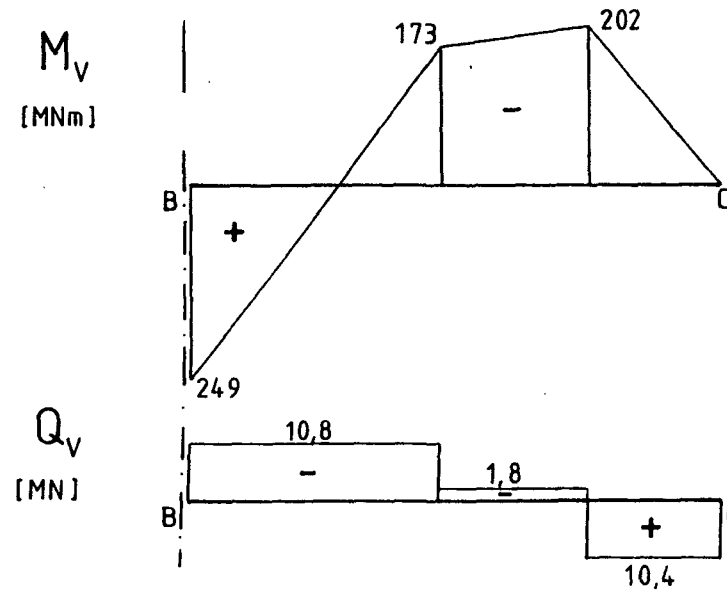
Ⓐ



Anlage A6.4: Schnittgrößenverteilung bei

a) geradliniger Spanngliedführung

Ⓑ



b) polygonaler Spanngliedführung